

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵎⵓⵔⵉⵏⵉⵙ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉⵏⵉⵙ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉⵏⵉⵙ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉⵏⵉⵙ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et Réhabilitation du système d'assainissement du P.O.S N°02
Halloula Sahilia de la commune ATTATBA (W.Tipaza)**

Présenté par :
RAHIM Malak

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS/CHARIFI Salima	M.C.B	Examineur
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Promoteur

Session2023/2024

Remerciement :

Je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude envers mes parents (Youcef et Dalila) pour leur soutien inébranlable tout au long de mes études. Leur amour, leurs sacrifices et leur encouragement constant ont été des piliers essentiels dans la réalisation de ce mémoire de fin d'étude. Merci du fond du cœur pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Je souhaite exprimer ma sincère gratitude à ma promotrice Mme D.Fouzia pour son soutien inestimable tout au long de ce parcours. Sa guidance, ses conseils avisés et son dévouement ont été des éléments essentiels à la réussite de ce mémoire de fin d'étude. Merci infiniment pour votre encouragement et votre aide précieuse.

Je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères à mes jurys pour leur temps, leur expertise et leurs précieux commentaires. Votre rigueur et vos conseils ont grandement contribué à l'amélioration de ce mémoire.

Je tiens à remercier chaleureusement mes enseignants d'ENSH pour leur dévouement et leur précieux enseignement tout au long de mes études. Leur soutien et leurs conseils ont été essentiels à ma réussite.

A mon encadrant en stage, Mr BENDJEDDOU Yacine, guide précieux dans mon parcours professionnel. Vos conseils et votre soutien ont enrichi mon expérience et ma croissance professionnelle.

Dédicace

A mes très chers et adorables parents

Je dédie cet humble et modeste travail à ma mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.

A mon cher père, pour ses encouragements, son soutien, son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études

A mes chers frères Abdellah, Amine, Abdeslame,

Abdellah, mon cher frère, source inépuisable de soutien et de complicité, ses conseils avisés et sa présence constante sont des piliers essentiels de ma vie, avec gratitude et admiration fraternelles.

Mon Amie « Faiza »

A mon amie chère, dont ta présence et ton soutien sont une source constante d'inspiration. Nos échanges sincères et notre complicité sont des trésors précieux dans ma vie.

Mes chères cousines : Mélissa et Vanessa

Ma chère tante : Malika

Source de sagesse, ton amour inconditionnel et ton soutien précieux sont des bénédictions dans ma vie.

ملخص :

هدف هذه الدراسة هو تقييم أداء شبكة التطهير في الوسط الحضري لمدينة حلولة الساحلية بلدية حطاطبة ولاية تيبازة. سيتم تشخيص الأضرار الميدانية وتقييم صالحة الشبكة للاستعمال المستقبلي بسبب تطور نسبة السكان والعمران في المدينة. سيتم جمع المعلومات وتطبيق المعارف النظرية لإيجاد خطة لإعادة استغلال الجزء الصالح من الشبكة. ستسعى هذه الدراسة إلى تحقيق الأهداف المسطرة مسبقاً وتأكيد دور الشبكة في ضمان استقرار حياة الإنسان وتلبية المتطلبات الصحية اللازمة للتجمع السكاني.

الكلمات المفتاحية: التقييم، التشخيص، الصرف الصحي، مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار، توسعة الشبكة.

Résumé:

Cette étude vise à examiner l'efficacité du réseau d'assainissement dans la zone urbaine de la ville de Halloula Sahilia, commune d'Attatba, wilaya de Tipaza, qui est munie d'un réseau très ancien qui rencontre actuellement des problèmes de rupture de canalisations et des fuites qui polluent l'environnement immédiat des habitants par des écoulements superficiels et une prolifération de moustiques. Après ce constat fait par les autorités compétentes, nous avons de notre côté proposé de faire un diagnostic de cette zone et de proposer des solutions.

Mots-clés : diagnostic, assainissement, eaux usées et eaux pluviales, extension du réseau.

Abstract:

This study aims to examine the effectiveness of the sanitation network in the urban area of Halloula Sahilia town, Attatba commune, Tipaza wilaya, which is equipped with a very old network that is currently facing problems of pipeline breaks and leaks that pollute the immediate environment of the inhabitants through surface runoff and a proliferation of mosquitoes. After this observation made by the competent authorities, we have proposed on our side to make a diagnosis of this area and propose solutions.

Keywords: evaluation, diagnosis, sanitation, wastewater and storm water, network extension.

Sommaire :

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....1

Chapitre I Présentation de l'agglomération

Introduction	2
I.1 Caractéristiques géographiques	2
I.1.1 Situation géographique de la commune Attatba.....	2
I.1.2 Situation géographique de l'agglomération Halloula Sahilia	3
I.2 Caractéristiques physiques	4
I.2.1 Situation topographique et relief	4
I.2.2 Sismicité	4
I.2.3 Géologie	4
I.2.4 Réseau hydrographique	4
I.3 Caractéristiques climatiques	5
I.3.1 Température.....	5
I.3.2 Humidité.....	6
I.3.3 Pluviométrie	7
I.4 Situation hydraulique	8
I.4.1 Alimentation en eau potable	8
I.4.2 Assainissement	8
I.5 Routes et voies de communication	9
Conclusion.....	9

Chapitre II : Diagnostic du réseau existant

Introduction	10
II.1 Méthodologie du diagnostic local.....	10
II.1.1 Recueil des informations	10
II.1.2 Mesure et analyse.....	10
II.1.3 Investigation complémentaire	10
II.1.4 Nouvelle structure	10
II.2 Types du diagnostic.....	10
II.2.1 Diagnostic fonctionnel	10
II.2.2 Diagnostic structurel	10

II.3 Description de l'état actuel du réseau	10
II.4 Diagnostic physique et hydraulique du réseau.....	11
II.4.1 Diagnostic physique	11
Conclusion.....	13

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	14
III.1 Définitions.....	14
III.1.1 Bas sin versant	14
III.1.2 Les petites pluies	14
III.1.3 Les averses.....	14
III.1.4 Période de retour.....	14
III.2 Choix de la période de retour.....	14
III.3 L'intensité moyenne des précipitations	15
III.4 Données des précipitations	15
III.4.1 Etude des précipitations maximales journalières.....	15
III.5 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique	17
III.6 Choix de la loi d'ajustement.....	19
III.6.1 Ajustement avec la loi de Gumbel	19
III.6.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	23
III.7 Choix de la loi d'ajustement.....	26
III.8 Calcul des pluies et des intensités de courte durée	28
III. 9 Intensité moyenne maximale	31
Conclusion	31

Chapitre IV : Calcul de base

Introduction.....	32
IV. 1 Situation démographique.....	32
IV.2 Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires.....	32
IV.2.1 Définition.....	32
IV.2.2 Choix de la limite des surfaces élémentaires.....	32
IV.3 Systèmes d'évacuation des eaux	32
IV.3.1 Système de réseaux	32
IV.4 Systèmes fondamentaux	33
IV.4.1 Système unitaire	33

IV.4.2 Système séparatif.....	33
IV.4.3 Système pseudo-séparatif.....	34
IV.4.4 Système mixte	35
IV.5 Avantages et inconvénients des types de systèmes d’assainissement	35
IV.6 Choix du système de notre réseau d’assainissement	35
IV.5 Schémas d’évacuation des eaux collectées en assainissement	36
IV.5.1 Schéma perpendiculaire	36
IV.5.2 Schéma par déplacement latéral	36
IV.5.3 Schéma à collecte transversale oblique	36
IV.5.4 Schéma par zones étagées	37
IV.5.5 Schéma radial	37
IV.6 Principe du tracé du réseau	38
IV.7 Evaluation du coefficient de ruissellement.....	38
IV.7.1 Cas de détermination du coefficient de ruissellement.....	38
IV.8 Calcul du nombre d’habitants pour chaque surface élémentaire	39
IV.8.1 Estimation du coefficient du ruissellement pour chaque sous-bassin	40
IV.8.2 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré	40
IV.8.3 Densités des parcelles élémentaires	41
IV.8.4 Calcul du nombre d’habitants pour chaque surface élémentaire.....	41
Conclusion.....	42

Chapitre V :

Evaluation des débits à évacuer

Introduction.....	43
V.1 Estimation des débits usés.....	43
V.1.1 Nature des eaux usées.....	43
V.1.2 Eaux usées d’origine domestique.....	43
V.1.3 Eaux usées des services publics.....	43
V.1.4 Eaux usées industrielles.....	43
V.1.5 Eaux claires parasites (EPC).....	44
V.2 Consommation en eau potable	44
V.3 Estimation des débits d’eau potable consommée.....	44
V.3.1 Estimation des débits usés domestiques	44
V.3.4 Estimation du débit moyen journalier rejeté	44

V.4 Estimation du débit de pointe.....	45
V.4.1 Estimation des débits d'eaux usées relatif aux habitants.....	45
V.4.2 Estimation des eaux usées des équipements.....	45
V.4.3 Calcul des débits usés domestiques total.....	47
V.4.4 Evaluation des débits d'infiltrations pour chaque surface élémentaire.....	47
V.4.5 Débits de temps sec (tableau V-6).....	48
V.5 Estimation des eaux pluviales.....	49
V.5.1 Méthode rationnelle.....	49
V.5.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle.....	50
V.5.1.2 Critiques de la méthode rationnelle.....	51
V.5.1.3 Limite de la méthode rationnelle.....	51
V.5.2 Méthode superficielle.....	52
V.5.2 Limites de la méthode superficielle.....	52
V.5.3 Choix de la méthode du calcul.....	52
V.6 Débits totaux.....	53
Conclusion.....	54

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'égout

Introduction.....	55
VI.1 Conception des réseaux d'évacuation des eaux usées et pluviales.....	55
VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	55
VI.2.1 Répartition et calcul des débits sur les tronçons.....	55
VI.2.2 Caractéristiques dimensionnelles du réseau.....	55
VI.3 Calcul des sections des ouvrages.....	56
VI.4 Présentation du schéma directeur.....	57
Conclusion.....	58

Chapitre VII

Eléments constitutifs et Ouvrages annexes du réseau d'égout

Introduction.....	59
VII.1 Ouvrages principaux.....	59
VII.1.1 Canalisations.....	59
VII.1.2 Choix du type de canalisation.....	59
VII.2 Joints des canalisations en béton armé.....	59
VII.3 Ouvrages annexes.....	60

VII.3.1	Branchements	60
VII.3.2	Bouches d'égout	60
VII.3.3	Fossés	60
VII.3.4	Caniveaux	61
VII.3.5	Ouvrages d'accès au réseau (Regards)	61
VII.4	Dimensionnement des ouvrages constitutifs de notre réseau	61
VII.5	Ouvrages spéciaux	62
VII.5.1	Déversoirs d'orage	62
VII.5.2	Types de déversoirs	63
VII.5.3	Choix et emplacement des déversoirs d'orage	63
VII.5.4	Dimensionnement de déversoir d'orage	63
	Conclusion	65

Chapitre VIII :

Organisation du chantier et sécurité de travail

	Introduction	66
VIII.1	Etude préliminaire des infrastructures souterraines en voirie	66
VIII.2	Exécution des travaux	66
VIII.2.1	Vérification de la manutention des conduites	66
VIII.2.2	Décapage de la couche végétale	67
VIII.2.3	Piquetage	67
VIII.2.4	Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards	67
VIII.2.5	Aménagement du lit de pose	67
VIII.2.6	Mise en place des conduites	68
VIII.2.7	Assemblage des conduites	68
VIII.2.8	Essais d'étanchéité sur les canalisations et joints	68
VIII.2.9	Construction des ouvrages hydrauliques	69
VIII.2.10	Remblaiement des tranchées	69
VIII.3	Choix des engins de terrassement	69
VIII.4	Détermination des différents volumes de terrassement	70
VIII.5	Cout de projet	71
VIII.6	Planification des travaux	72
VIII.6	Définitions	73
VIII.7	Les différents opérations avec leurs durées	73
	Conclusion	75

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

Tableau I-1 : Répartition mensuelle des températures	5
Tableau I-2 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative au niveau de la station KOLEA SECTEUR.....	6
Tableau I-3 : Précipitations moyennes mensuelles de la localité halloula Sahilia.....	7

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1 : Caractéristiques de la station kolea secteur.....	15
Tableau III-2 : Caractéristiques de la série pluviométrique	16
Tableau III-3 : Classement des précipitations maximales journalières et la contribution des signes.	17
Tableau III- 4 : Comparaison entre les valeurs de test de la médiane	18
Tableau III-5 : Paramètres de la loi de gumbel.	20
Tableau III-6 : Ajustement par la loi de gumbel	21
Tableau III-7 : Résultats de l'ajustement à la loi de gumbel	22
Tableau III-8 : Ajustement par la loi de Galton.....	24
Tableau III-9 : Ajustement à la loi de galton.....	25
Tableau III-10 : Comparaison de paramètre p pour les deux lois de probabilité de test d'adéquation	27
Tableau III-11 : Résultats de test khi-deux	27
Tableau III-1 : Pluies et Intensités de courtes durées de différentes périodes de retour.....	29

Chapitre IV : Calcul de base

Tableau IV-1 : Données démographiques	32
Tableau IV-2 : Avantages et Inconvénients des types systèmes d'évacuation.....	35
Tableau IV-3 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction.....	38
Tableau IV 4 : Coefficients de ruissellement pour différents densités de population.....	39
Tableau IV-5 : Coefficients de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	39
Tableau IV-6 : coefficient de ruissellement relatif aux catégories d'urbanisation.....	39
Tableau IV-7 : coefficient du ruissellement de chaque surface élémentaire.....	40
Tableau IV-8 : Calcul de la densité partielle et le nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire	41

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Tableau V-1 : Débits d'eaux usées des de chaque surface élémentaire	45
Tableau V-2 : l'estimation des débits d'eaux usées rejetés par les équipements pour chaque surface élémentaire	46
Tableau V-3 : Débits totaux des équipements.....	47
Tableau V-4 : Débits des eaux usées domestiques.....	47
Tableau V-5 : évaluation des débits d'infiltrations	48
Tableau V-6 : Débits totaux des eaux usées.....	48
Tableau V-7 : Variation du coefficient réducteur " α " en fonction de la distance	50
Tableau V-8 : Valeurs du coefficient réducteur α pour chaque surface élémentaire	50
Tableau V-9 : Valeurs du coefficient réducteur α pour toute la surface étudié	50

Tableau V-10 : Evaluation des débits pluviaux.....	53
Tableau V-11 : Débits totaux à évacuer	53

Liste des tableaux (suite) :

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'égout de notre agglomération

Tableau VI-1 : Coefficients de rugosité en fonction de la nature de la paroi. 57

Chapitre VII :

Eléments constitutifs et ouvrages annexes du réseau d'égout

Tableau VII-1 : Dimensions des regards 63

Chapitre VIII :

Organisation du chantier et sécurité de travail

Tableau VIII-1 : Coefficients du foisonnement 71

Tableau VIII-2 : Résultats des volumes calculés 71

Tableau VIII-3 : Devis estimatif et quantitatif des travaux 72

Tableau VIII-4 : Différentes opérations avec leurs délais 73

Tableau VIII-5 : Détermination des délais 74

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

Figure I-1 : Carte Géographique De La Commune Attatba	3
Figure I-2 : Carte Géographique De P.O.S 02 Halloula,.....	3
Figure I-3 : Histogramme représentant Les Variations Des Températures Mensuelles Moyennes, Moyennes Maximales, Moyennes Minimales.....	6
Figure I-4 : Courbe Caractéristique De La Variation D'humidité Moyenne Mensuelle.....	7
Figure I-5 : Courbe Représentants Les Précipitations Moyennes Mensuelles.	8

Chapitre II : Diagnostic Du Réseau Existant

Figure II-1 : Regards Colmates, Mauvais Etat.	12
Figure II-2 : Regards En Mauvais Etat (Présence Des Matieres Etrangères, Absence D'escalier, Envasement).....	12
Figure II-3 : Tronçons DN 400 En Mauvais Etat (Dépôt, Hauteur De Remplissage < 10%, Dégradation De Surface).....	13

Chapitre III : Etude Hydrologique

Figure III-1 : Ajustement Graphique A La Loi De Gumbel.....	23
Figure III-2 : Ajustement Graphique A La Loi Galton	26
Figure III-3 : Comparaison Entre Les Deux Graphes D'ajustement.	28
Figure III- 4 : Courbe Pluies-Durée-Fréquence, Pour Les Différentes Périodes De Retour	30
Figure III-5 : Courbe Intensités- Durée- Fréquence	30

Chapitre IV : Calcul de base

Figure IV-1 : Schéma représentatif des branchements dans un système unitaire	33
Figure IV-2 : Schéma représentatif des branchements d'un système séparatif.....	34
Figure IV-3 : Schéma présentatif des branchements en système pseudo-séparatif.....	34
Figure IV-4 : Schéma perpendiculaire	36
Figure IV-5 : schéma par déplacement latéral.....	36
Figure IV-6 : Schéma transversal oblique.....	37
Figure IV-7 : Schéma par zones étagées	37
Figure IV-8 : Schéma radial	37

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

Figure V-1 : Schéma de détermination du « α »	49
--	----

Liste des figures (Suite) :

Chapitre VII : Eléments constitutifs et ouvrages annexes du réseau d'égout

Figure VII-1 : Branchement de service avec inclinaison	60
Figure VII-2 : Schéma type d'un DVO	62
Figure VII-3 : Schéma descriptif d'un DVO latéral à seuil bas	63

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail

Figure VIII-1 : Aménagement du lit de pose.....	68
Figure VIII-2 : Diagramme de GANTT	74

Introduction générale :

Dans le domaine de la gestion des eaux usées et pluviales, il est impératif de mettre en œuvre des stratégies adaptées pour protéger l'environnement, la santé publique, ainsi que les ressources en eau. En réponse à la raréfaction de ces ressources, les eaux usées, après traitement, peuvent être valorisées, notamment pour l'irrigation agricole ou l'entretien des espaces verts. Ces pratiques s'inscrivent dans une démarche de gestion durable des eaux et d'économie circulaire.

Le réseau d'assainissement de la localité de Halloula Sahilia, construit durant l'époque coloniale, présente aujourd'hui de graves lacunes. Initialement conçu pour une population et une urbanisation bien moins importantes, ce système, aujourd'hui vétuste, montre des signes évidents de sous-dimensionnement. De fréquents dysfonctionnements tels que des casses, des fuites, et des débordements mettent en lumière les limites de sa capacité hydraulique. De surcroît, avec la croissance démographique continue et l'urbanisation galopante, une extension de Halloula est prévue pour accueillir de nouvelles zones résidentielles et commerciales, accentuant encore les pressions sur le réseau existant.

Actuellement, les effluents domestiques et les eaux pluviales sont acheminés vers un intercepteur qui longe le secteur sud de la P.O.S., en direction de la ville d'Attabta et de l'oued Djer. Cette configuration, bien que fonctionnelle, présente des risques potentiels en matière de surcharge hydraulique, surtout en période de pluies intenses. Il devient donc essentiel de redimensionner et réhabiliter le réseau existant, mais aussi de prévoir l'adaptation de l'infrastructure à la future extension urbaine, afin d'éviter tout débordement ou contamination des nappes phréatiques.

Face à cette situation critique, les services de l'hydraulique ont initié une série d'études de diagnostic exhaustives. Celles-ci visent non seulement à évaluer l'état structurel et hydraulique du réseau actuel, mais aussi à proposer des solutions optimisées pour l'évacuation des eaux, tout en assurant une gestion durable et écologiquement responsable de la ressource en eau.

Notre étude s'articule ainsi autour de trois axes principaux :

1. **Diagnostic structurel du réseau existant** : Ce volet comprend des inspections de terrain approfondies, visant à identifier les points faibles du système en termes de casses, fuites, corrosion des conduites, et éventuels bouchons. L'objectif est de dresser un bilan complet de l'état physique du réseau.
2. **Analyse hydraulique et évaluation des débits** : En complément de l'évaluation structurelle, une étude hydraulique sera menée pour analyser la capacité du réseau à absorber les débits actuels et futurs. Cela inclut des modélisations hydrauliques pour déterminer les contraintes liées aux périodes de fortes pluies, aux débits de pointe, et aux phénomènes de surcharge.
3. **Proposition de solutions et dimensionnement de l'extension** : En tenant compte des résultats des diagnostics structurel et hydraulique, des solutions seront proposées pour la réhabilitation et le renforcement du réseau existant. De plus, le dimensionnement de l'extension future sera étudié afin de garantir une capacité suffisante pour gérer l'augmentation des effluents générée par l'expansion urbaine. Cela implique également la mise en place de techniques modernes de gestion des eaux pluviales et usées, telles que la gestion séparative ou l'infiltration contrôlée pour minimiser les impacts environnementaux.

Ainsi, cette étude vise à apporter des réponses techniques adaptées aux enjeux hydrauliques actuels et futurs de la localité de Halloula Sahilia, dans une optique de durabilité et de préservation des ressources naturelles

Chapitre I :

Présentation de l'agglomération

Introduction

Avant la planification et la réalisation de tout projet de recherche ou d'étude d'une agglomération donnée ; il est indispensable de donner un aperçu sur les caractéristiques de cette dernière. Pour pouvoir élaborer une bonne étude, (notamment un bon dimensionnement d'un système d'évacuation), ce chapitre vise principalement la détermination des différentes situations, (géographiques, physiques, hydrauliques,..), de la zone à étudier.

I.1 Caractéristiques géographiques :

I.1.1 Situation géographique de la commune ATTATBA :

La commune Attatba est une ville côtière du nord Algérien à vocation agricole, touristique, son territoire comprend le versant sud de sahel et une partie sud de la plaine de la Mitidja et précisément au nord-est de la wilaya de Tipaza à environ 25 km à l'Est de Tipaza. Il est traversé par les rivières oued Djer et oued Bouroumi, qui se rejoignent dans une zone inondable autrefois occupée par le lac Halloula qui est caractérisé par un vaste massif forestier lelong des pentes descendant de sahel vers la Mitidja.

Attatba est l'une des villes les plus importantes de la wilaya de Tipaza qui appartient à la daïra de koléa, elle occupe une superficie totale de 63 km², elle est limitée par des communes comme s'est représenté dans la figure I-1 :

- Nord : Bouharoun, khemisti.
- Sud : El affroun, W-Blida.
- Ouest : Sidi Rached.
- Est : Mouzia W-Blida.

Elle comprend le chef-lieu et les six agglomérations secondaires adjacentes à cette dernière :

- Yafoufiet douar Rahmani à l'ouest
- Chenoui au sud
- Djoughali Tayeb à l'est.
- Kandouri et HalloulaSahilia au centre.

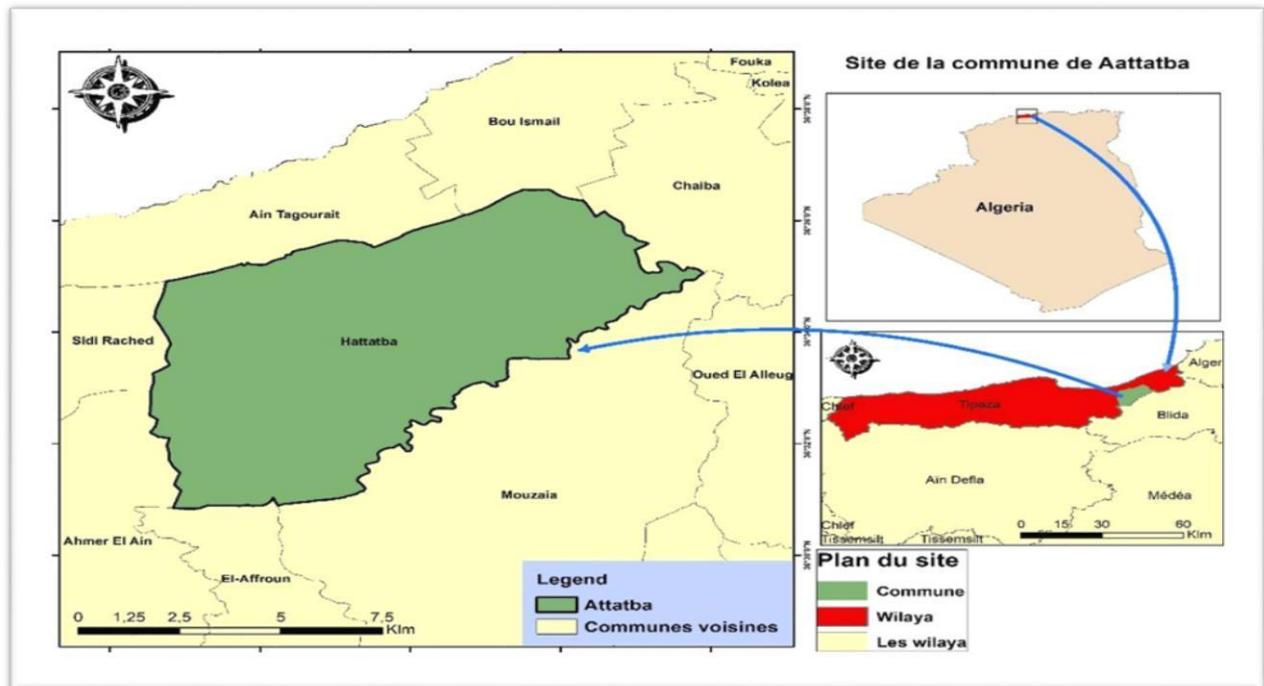


Figure I-1 : Carte géographique de la commune Attatba

I.1.2 Situation géographique de l'agglomération Halloula Sahilia :

Halloula représente l'une des agglomérations centrales de la commune Attatba, à 4,2 km d'ouest chef-lieu Attatba. Elle s'étend d'une superficie de 56 ha, entouré par des zones agricoles (Voir figure II-2), et Kandouri à l'est-sud de notre zone d'étude. Sa construction urbaine est constituée généralement par des quartiers remarquables (habitats individuels et collectifs) en ouest de la zone, des espaces touristiques en Est, des équipements éducatifs, culturels, sanitaires et administratifs, des équipements éventuels et des extensions projetées.



Figure I-2 : Image satellitaire de Halloula Sahilia.

I.2 Caractéristiques physiques :

I.2.1 Situation topographique et relief :

Le relief de notre zone varie d'une altitude maximale de 138 mètres en crête jusqu'au 20 mètres vers la plaine dans le sens nord-sud. La région présente un relief accidenté. Les pentes sont très fortes orientées de Nord-Sud de 5 à 20%.

I.2.2 Sismicité :

Avant le séisme dévastateur de Boumerdes en 2003, la wilaya de Tipaza était considérée comme étant en zone sismique N°02. Cependant, après cet événement, elle a été classée en zone N°03, ce qui indique un niveau de risque plus élevé.

I.2.3 Géologie

Le cadre géologique local de notre secteur est caractérisé par une série litho stratigraphique :

- **Miocène et roches plus anciennes** : on regroupe dans cette catégorie des roches sédimentaires, métamorphiques et éruptives. le miocène, de 50 mètres d'épaisseur, est représenté par des marnes contenant des lentilles de calcaires. Les roches éruptives du tertiaire affleurent sur le pourtour sud-ouest de la Mitidja où elles sont en contact avec les formations alluvionnaires de la plaine, ces roches sont due à l'existence d'un volcanisme calco-alcalin qui atteste que l'effondrement est-ouest du bassin de la Mitidja s'est produit durant le miocène.

Les roches métamorphiques sont constituées de schistes, micaschistes et gneiss et apparaissent sous forme de petits affleurement, les roches les plus dominantes sont les roches argileuses.

- **Plaisancien** est formé essentiellement de marnes grises et bleues parfois sableuses d'une épaisseur pouvant atteindre les 200m.
- **Astien** : d'une épaisseur allant de 100 à 150m. la formation astienne est représentée par des faciès variés : marno-sableux, calcaire-gréseux et un faciès gréseux et sableux.
- **Calabrian-villafranchien** : cette formation connue sous le nom de marnes d'El Harrach est séquence relativement uniforme d'argiles, on y retrouve, par endroit, quelques cailloutis et lentilles de graviers épais de 2 à 6m. Cette formation est visible sous forme d'une bande au nord de la plaine de la Mitidja ouest.
- **Tensiftien-Soltanien** : ou formation de la Mitidja, est constituée essentiellement de matériaux grossiers : des graviers, des limons ou des argiles en quantités variables, cette formation est présente sur toute l'étendue de la plaine à l'exception de la partie située à l'extrême ouest d'Ahmar El Ain.
- **Flandrien-Rharbien** (formations de Mazafran et de Halloula) : ces formations sont constituées de limons gris et d'argiles marneuses que l'on rencontre dans les terrains de faible altitude de la plaine de la Mitidja. La formation de Halloula se situe à l'ouest des oueds Djer et Bouroumi où elle occupe la zone de l'ancien lac de Halloula, les limons de la formation de Mazafran se rencontrent le long et dans la cluse du Mazafran, ces deux formations ont une épaisseur maximale de 60m.

I.2.4 Réseau hydrographique :

La région d'Attatba est traversée par trois principaux cours d'eau

- L'Oued Attatba, qui draine le bassin versant aboutissant amont de centre-ville dans un ancien canal utilisé comme étant un collecteur principal des eaux usées jusqu'à leurs déversement dans l'Oued Djer.
- L'Oued Bou M'Sahel, qui draine le bassin versant Est, il rejoint oued Djer juste après avoir traversé un cimetière.
- L'Oued Chambla, draine le bassin versant ouest à la sortie ouest de la ville pour rejoindre oued Djer à travers une tranchée creusée dans un verger.

En raison du terrain accidenté, le réseau hydrographique est significatif car la plupart des oueds et ravins prennent leur source près de la zone urbaine de la commune.

I.3 Caractéristiques climatiques :

Le climat méditerranéen de la région d'Attatba est caractérisé par une alternance saisonnière bien définie entre une saison hivernale froide et humide et une saison d'été chaude et humide.

Sur la plaine, le climat tend à être légèrement continental, ce qui signifie qu'il peut y avoir des variations de température plus marquées entre les saisons et même entre les jours.

I.3.1 Température :

Les étés sont très chauds et humides, secs et dégagés dans l'ensemble et les hivers long, frisquet, venteux et partiellement nuageux. Au cours de l'année, la température varie généralement de 7°C à 32°C et rarement inférieure à 3°C ou supérieure à 36°C. (Voir figure I-3).

Le tableau I-1 récapitule les températures mensuelles moyennes, moyennes maximales et minimales de notre agglomération.

Tableau I-1 : Répartition mensuelle des températures moyennes mensuelles.

	Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Température [°C]	Moy.max	29	25	20	17	16	16	19	21	24	28	31	31
	Moy	23	20	15	12	11	11	13	15	18	22	25	26
	Moy.min	18	15	10	7	6	6	8	10	13	17	20	21

Source : <https://fr.weatherspark.com/support>.

- Moy.max : Températures moyennes maximales.
- Moy : Températures moyennes.
- Moy.min : Températures moyennes minimales.

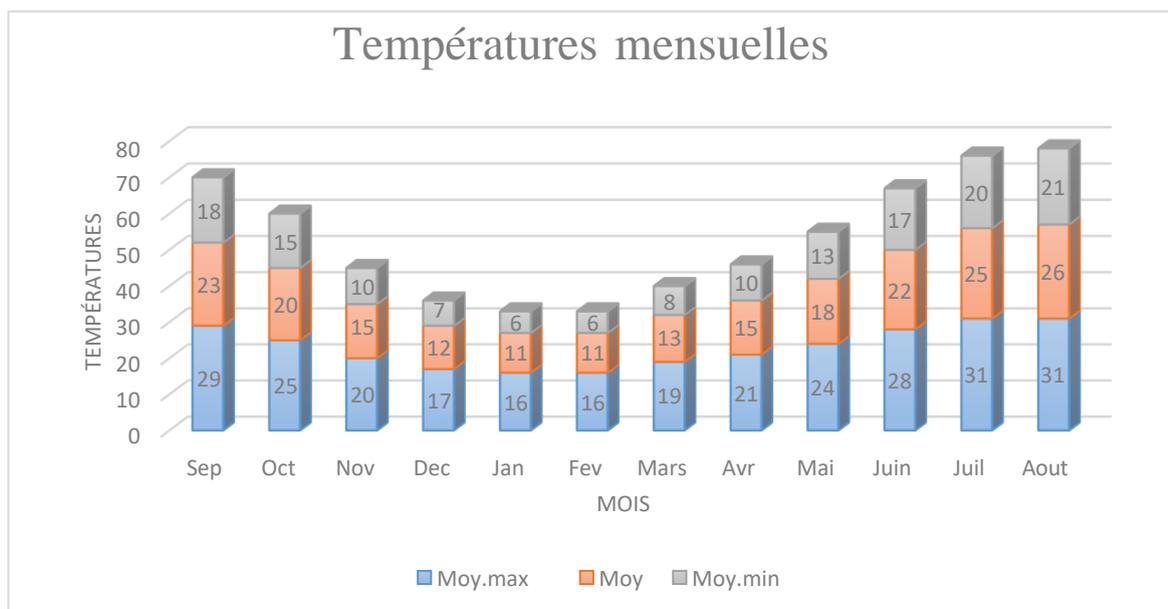


Figure I-3 : Histogramme représentant les variations des températures mensuelles moyennes, moyennes maximales, moyennes minimales

D'après l'histogramme, la température varie de 20 à 30 °C en moyenne atteignant la valeur extrême en été précisément en aout qui est le mois le plus sec et chaude de l'année, et elle diminue de novembre jusqu'au mars en saison hivernale atteignant la valeur minimale 6°C en janvier février.

I.3.2 Humidité :

La région d'Attatba connaît des variations saisonnières élevées en ce qui concerne l'humidité perçue récapitulé dans le tableau I-2.

Tableau I-2 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative au niveau de la station KOLEA SECTEUR.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Humidité [%]	77	75	73	74	75	72	74	73	74	75	78	80

Source : ANRH BLIDA 2024

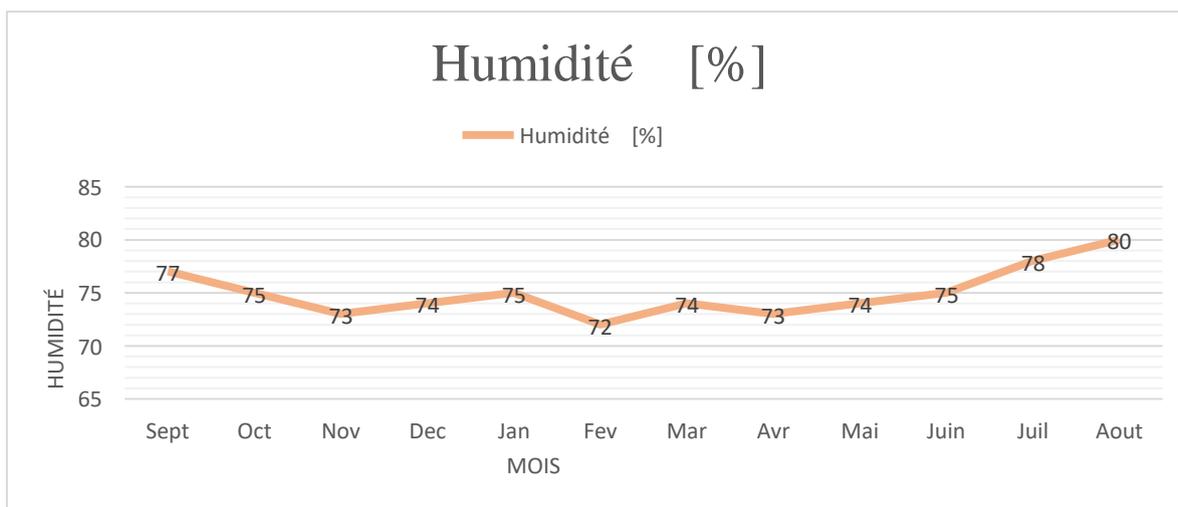


Figure I-4 : Courbe caractéristique de la variation d’humidité moyenne mensuelle

D’après le graphe, on remarque que généralement, notre zone est humide en atteignant les 80% comme valeur maximale en mois d’aout, elle est minimale en période d’hiver avec un pourcentage moyen de 70 %.

I.3.3 Pluviométrie :

La plaine de la Mitidja ouest a connu des précipitations irrégulières. Il est fréquent d'observer que les précipitations se révèlent souvent imprévisibles, prenant parfois la forme de pluies torrentielles.

○ **Précipitations mensuelles :**

Le tableau I-3 représente les variations des pluies mensuelles de Halloula Sahilia enregistrées de la station KOLEA SECTEUR.

Tableau I- 3 : Précipitations moyennes mensuelles de la localité halloula Sahilia

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	Avr	mai	juin	juil	aout
Pmoy	32,79	51,31	110,2	100,5	210,3	86,27	80,21	74,81	52,25	3,78	1,5	5,47

Source : AGIRE, 2024.

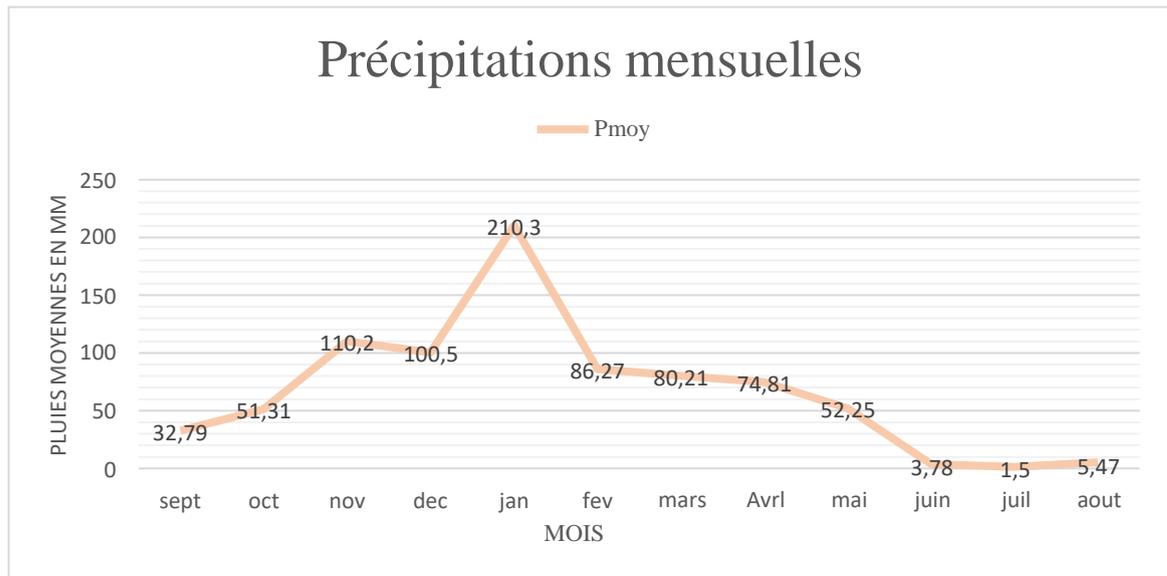


Figure I-5 : courbe représentant les précipitations moyennes mensuelles.

D'après la courbe caractéristique (figure I-5), on remarque que les pluies moyennes mensuelles sont très variables, dans l'intervalle septembre-janvier la courbe augmente en atteignant la valeur maximale des précipitations en janvier de 210,3 mm, et diminue régulièrement jusqu'à 1,5 mm comme valeur minimale en période sèche.

I.4 Situation hydraulique :

I.4.1 Alimentation en eau potable :

Le P.O.S 02 Halloula Sahilia est alimenté par un réservoir de 500 m³ situé au nord de notre zone d'étude. Ce réservoir est à son tour alimenté par deux sources :

. Un forage situé au Sud-Est de la zone d'étude. Il pompe les eaux souterraines à travers une conduite existante de 160 mm,

- Un piquage de 315 mm, (en PEHD), sur la conduite de 400 mm, (en PEHD) qui alimente d'autres agglomérations.

I.4.2 Assainissement :

Pour bien expliquer le réseau d'assainissement de notre zone d'étude, on se permet de composer la zone en deux parties.

L'ouest de Halloula Sahilia dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire, très ancien vétuste selon l'entreprise. L'ossature de ce réseau est composée de conduites en Amiante ciment de diamètre 300 à 400 mm qui passent entre les ilots. Ces conduites sont raccordées à un collecteur principal de différents diamètres (300 -400 mm en AC), qui passe par la limite ouest de l'agglomération. Il rejoint un autre collecteur principal, en suivant la RN 67 quimène au chef-lieu de la commune.

Les eaux collectées sont directement déversées dans le milieu naturel (oued Djer) sans avoir été préalablement traitées.

Les parties Nord, Est et sud de l'agglomération sont désignées comme une nouvelle ville composée de différents équipements en cours de réalisation et éventuels, dépourvue jusqu'à présent d'un réseau d'assainissement.

I.5 Routes et voies de communication

Halloula Sahilia est équipée d'un réseau routier important qui facilite sa liaison avec la commune Attatba et les autres communes voisines, principalement par la route nationale RN67, traversant son territoire d'est en ouest, cette route relie la commune de Sidi Rached et Tipaza à l'ouest, ainsi que Chaiba et Alger à l'est. En outre, le réseau de voirie de notre P.O.S comprend également des chemins de wilayas et des chemins communaux et pistes.

Conclusion :

Pour dimensionner correctement notre système d'évacuation, une synthèse de toutes les données a été élaborée. La collecte de données a dévoilé l'existence d'un réseau dont nous devons vérifier l'état dans le chapitre 2.

Chapitre II :

Diagnostic du réseau existant

Introduction

L'étude de diagnostic consiste à dresser un bilan complet sur l'état structurel et fonctionnel du réseau existant de l'agglomération étudiée. Il nous dévoile les anomalies et les défaillances rencontrées dans le réseau. Par la suite, il met en évidence les solutions en vue d'une réhabilitation, d'une rénovation, ou d'une restructuration du réseau en prenant en considération l'extension liée au développement du tissu urbain.

II.1 Méthodologie du diagnostic local :

L'étude du diagnostic implique l'identification et l'application des différentes méthodologies et outils techniques, structurée en plusieurs phases :

II.1.1 Recueil des informations :

Tout au long du processus de l'étude, des interventions doivent être réalisées pour prendre connaissance des lieux et visiter les ouvrages afin de recueillir des informations sur l'état structurel du réseau existant.

II.1.2 Mesure et analyse :

Cette phase englobe :

- les campagnes de mesures des débits (mesurer au niveau du réseau les débits diurnes et nocturnes par temps sec et temps de pluie, et en station d'épuration).
- Les mesures de pollution.
- Etude comparative entre les débits observés et les débits théoriques.

II.1.3 Investigation complémentaire :

Localiser les anomalies rencontrées pour chaque ouvrage, afin de déterminer les défaillances constatées dans le réseau d'une manière générale, pour chaque surface élémentaire de l'agglomération.

II.1.4 Nouvelle structure :

Améliorer la situation présente du système d'évacuation par des nouvelles conceptions d'ouvrages et réhabiliter les tronçons dégradés et assurer le transfert des eaux usées vers des unités d'épuration et protéger le milieu récepteur.

II.2 Types du diagnostic :

II.1.2 Diagnostic structurel

L'analyse structurelle c'est une étude basée sur l'état physique des collecteurs et les éléments constitutifs du réseau existant, à évaluer sa fiabilité en terme de fuites, dépôts, dimensions des regards

II.1.1 Diagnostic fonctionnel

L'analyse fonctionnelle dans un système d'assainissement évalue principalement l'efficacité hydraulique du réseau existant à transférer les effluents.

II.3 Description de l'état actuel du réseau :

L'objet de cette étude est de donner une description détaillée sur le schéma du réseau existant de notre localité.

En général, le schéma existant du réseau d'évacuation est constitué de trois collecteurs principaux du linéaire 833m et 493m, ces deux collecteurs sont raccordés à la dernière canalisation de linéaire 360 m.

Le point du départ du premier collecteur principal situé à 65 m de l'ouest du réservoir existant, traverse la limite ouest du P.O.S en collectant les eaux de la zone haute et des parties remarquables du centre par des canalisations secondaires.

La tête du deuxième collecteur située à côté Est de la cité résidentielle situé au centre-ouest de l'agglomération. Il rejoint le premier collecteur en centre-sud du P.O.S avec le regard de jonction N88.

Le troisième collecteur traverse par le centre de la localité jusqu'au sud, ce dernier est raccordé à un intercepteur qui passe par la route N67 qui mène les eaux vers la commune d'Attatba et vers oued mazafran par la suite.

II.4 Diagnostic physique et hydraulique du réseau :

II.4.1 Diagnostic physique

Le diagnostic physique est une étude approfondie visuelle de l'état structurel des collecteurs et les regards.

- **Etat des collecteurs :**

En se basant sur le plan donné par l'entreprise URBAB, en effectuant une renumérotation des tronçons, les informations obtenues sur les caractéristiques et l'état des collecteurs principaux et secondaires, sont résumés dans l'annexe II.

- **Etat des regards**

Le réseau d'assainissement du P.O.S Halloula Sahilia renferme dans la totalité 102 regards, la majorité des regards sont colmatés (figure II-2), vue l'absence de l'entretien régulière, certains regards sont couverts par les accumulations sableuses (figure II-3) et des déchets solides et ordures pour les regards sans tampons, et d'autres sont goudronnés.



Source : URBAB, 2021

Figure II-1 : Regards colmatés, mauvais état.



Source : URBAB, 2021

Figure II-2: Regards en mauvais état (présence des matières étranges, absence d'escalier, Envasement)



Source : URBAB, 2021

Figure II-3: Tronçons DN 400 en mauvais état (dépôt, hauteur de remplissage < 10%, dégradation de surface).

○ **Etat de rejet :**

Le rejet final de 3^{ème} collecteur qui intercepte les eaux usées des autres collecteurs, son exutoire est raccordé à un intercepteur qui traverse le sud de l'agglomération sur la route RN67 et puis vers le chef-lieu de la commune Attatba. Les eaux collectées sont rejetées directement sans aucun traitement préalable vers oued Mazafran, malgré l'importance de la charge polluante.

Conclusion :

Le diagnostic du réseau d'assainissement a révélé plusieurs défaillances critiques : absence de traitement des eaux usées, déboîtement des canalisations en amiante ciment, dépôts importants dans les conduites et regards, et manque de dispositifs pour l'évacuation des eaux pluviales. Des regards obstrués, envasés, ainsi que des pentes inappropriées dans certaines sections, accentuent les problèmes d'écoulement. De plus, les nouvelles extensions urbaines ne disposent pas de réseau d'évacuation adéquat. Une réhabilitation complète du réseau est donc nécessaire. Le chapitre 3 traitera de l'évaluation des débits pluviaux en fonction des intensités de précipitations pour dimensionner les infrastructures futures

Chapitre III :

Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie, qui signifie science de l'eau est une branche qui étudie la distribution, le mouvement et les propriétés physiques et chimiques et biologiques de eaux terrestres. Elle englobe l'étude des précipitations, des infiltrations, et le ruissellement des eaux en surface et écoulements des biefs naturels ou artificiels (canaux, conduites souterraines)... Débit pluvial.

En urbanisme, Elle joue un rôle crucial dans la planification des infrastructures hydrauliques, donc dans ce chapitre il est mis en œuvre l'étude hydrologique en se basant sur des données historiques enregistrées appropriées à la zone d'étude, ces données sont relatives aux petites pluies et les averses.

L'objectif de ce chapitre est l'évaluation de la quantité des eaux pluviales, autrement dit le débit de pointe en temps de crue dans le bassin versant pour une période de retour bien précise.

II. 1 Définitions :

III.1.1 Bassin versant

Le bassin versant est une surface remarquable ou un territoire qui favorise le drainage des eaux de petits effluents ou rivières qui s'écoulent d'une même direction vers un exutoire commun, son contour est délimité par la ligne de partage qui passe de l'exutoire comme étant le point le plus bas et par les points les plus élevées de bassin,

Chaque bassin versant est unique par son identité qui contient les principales caractéristiques comprennent, entre autres, l'étendue totale du bassin, sa forme, son relief, sa nature, et l'occupation du sol.....

III.1.2 Petites pluies

C'est les pluies situées entre les pluies bruines et les pluies orageuses, c'est-à-dire les pluies placées entre les précipitations caractérisées par un volume d'eau tombé très faible et ne provoque pas de ruissellement et les fortes pluies.

III.1.3 Averses

Les averses sont représentées par une forte chute de pluie, caractérisées généralement par une courte durée, un volume important et une intensité élevée par une unité de temps, elles entraînent une transformation des précipitations brutes en précipitations nettes, ce qui influe sur le débit pluvial.

III.1.4 Période de retour :

La période de retour, dans le contexte des événements météorologiques tels que les averses, représente effectivement la durée moyenne attendue entre deux événements de même intensité spécifique.

III.2 Choix de la période de retour

Le choix de la période de retour est une décision stratégique qui nécessite une évaluation minutieuse des risques, des coûts et des impacts potentiels sur les infrastructures et les communautés.

Dans notre cas, le dimensionnement des réseaux, on opte pour une période de retour décennale, en tenant compte d'averses d'une intensité donnée qui se produisent en moyenne une fois tous les 10 ans.

III.3 Intensité moyenne des précipitations :

L'intensité moyenne des précipitations est une mesure de la quantité de pluies tombant sur une zone donnée pendant une période spécifique, elle indique la vitesse à laquelle la pluie s'accumule sur une surface donnée, son évaluation est très importante pour la conception des réseaux d'assainissement, des systèmes de drainage ...

Elle est définie par le rapport entre la hauteur de pluie tombée sur le temps qui représente la durée d'averse.

$$Im = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (mm/h)$$

Tel que :

- Δh : représente la hauteur de pluie en (mm).
- Im : intensité moyenne en (mm/h).

Pour la détermination de l'intensité moyenne maximale, plusieurs étapes nécessaires à suivre :

- Choisir une série pluviométrique, et analyser ses données puis faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Détermination de l'intensité moyenne maximale.

III.4 Données des précipitations

En général, l'analyse des données est l'étape la plus importante avant d'entamer l'étude d'un projet d'assainissement, pour cela, il est essentiel de considérer une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Afin de faciliter la collecte des données pluviométrique d'une zone d'étude, il est considéré comme hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus au moins large.

La station pluviométrique KOLEA SECTEUR est prise comme station de référence pour notre étude, distancée de 18 km de notre P.O.S, ses caractéristiques sont représentées dans le tableau III-1.

Tableau III-1 : Caractéristiques de la station KOLEA SECTEUR.

Nom	Code	Coordonnées (UTM)	Période d'observation
KOLEA SECTEUR	021233	X = 653,3	1991-2021 (30 ans)
		Y = 382,9	
		Z = 825	

Source : ANRH-BLIDA

Pour la station choisie, on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximaux journaliers pour 30 années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau représenté dans l'annexe II.

III.4.1 Etude des précipitations maximales journalières :

Pour déterminer les intensités de pluie les plus extrêmes afin d'estimer le débit de crue, il est nécessaire d'ajuster statistiquement une loi de probabilité à la série des pluies

maximales journalières, cela permet d'identifier les valeurs extrêmes ou les quantiles pertinents. Pour obtenir la valeur d'intensité moyenne maximale, faut passer par les étapes suivantes :

- Vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique.
- Classer la série des $P_{\max,j}$ par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ au non-dépassement.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement en utilisant le logiciel Hyfran.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités à courte durée.
- Tirer l'intensité moyenne maximale pour la période de retour 10 ans.

Les caractéristiques empiriques de la série :

1. La moyenne $\langle \overline{P_{\max,j}} \rangle$:

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières :

$$N = 30 \overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} = \frac{1770,4}{30} = 59,01 \text{ mm.}$$

2. L'écart-type $\langle \sigma P_{\max,j} \rangle$:

Pour $N \geq 30$ ans on a :

$$\sigma P_{\max,j} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}} = 18,4 \text{ mm.}$$

3. Coefficient de variation $\langle Cv \rangle$:

$$Cv = \frac{\sigma P_{\max,j}}{\overline{P_{\max,j}}} = \frac{18,4}{58,6} = 0,314.$$

4. L'exposant climatique $\langle b \rangle$:

L'exposant climatique de notre zone d'étude donné par L'ANRH – BLIDA est égal à 0,37.

Les valeurs calculées sont récapitulées dans le tableau III-2.

Tableau III-2 : Caractéristiques de la série pluviométrique.

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'année d'observation (ans)	30
Valeur maximale (mm)	104,3
Valeur minimale (mm)	30,6
Moyenne (mm)	59,01
Ecart-type (mm)	18,4
Médiane	3,55
Coefficient de variation	0,314
Coefficient d'aplatissement	2,89
Coefficient d'asymétrie	0,746
Exposant climatique	0,37

III.5 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique :

Afin d'assurer que la série choisie pour le calcul d'hydrologie urbaine ne présente pas de discontinuités artificielles et vérifier si les données sont homogènes autrement dit les données sont cohérentes et uniformes, il est important d'analyser la série par le test de mood (test de la médiane) ayant les étapes principales suivantes :

- 1) Classer la série par ordre croissant.
- 2) Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m de telle sorte que 50% des X_i soient inférieurs à M et 50% des X_i soient supérieurs à M.
 - Si N est impair, on prend $(\frac{N+1}{2})$ ième valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre $(\frac{N}{2})$ ième valeur et $(\frac{N}{2}+1)$ ième valeur.
 Tel que : N est le nombre d'années.
- 3) Pour la série non triée, on effectue à chaque valeur supérieur à M un signe (+) et les valeurs inférieurs un signe (-) dans le but de déterminer les valeurs T_s et N_s tel que :
 - T_s est la taille la plus grande successivement entre les signes (+) et les signes (-).
 - N_s le nombre total des valeurs effectuées d'un signe (+) ou d'un signe (-).
- 4) Comparer les valeurs trouvées avec T_{th} et N_{th}

Tel que :

$$T_{th} : 3,3(\log N + 1).$$

$$N_{th} : \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{a}{2}}\sqrt{N + 1}). \text{ Avec } a = 5\% \text{ et } u_{1-\frac{a}{2}} = 1,96.$$

- 5) On dit que le test de la médiane est vérifié et la série est homogène si :
 - $N_s > N_{th}$.
 - $T_s < T_{th}$.

- La médiane :
- La série $P_{\max,j}$ des est paire donc :

$$M(X_{50\%}) = \frac{53,6+53,5}{2} = 53,55.$$

- Le classement de la série pluviométrique pour le calcul des paramètres du test de mood (voir tableau III-3).

Tableau III-3 : Classement des précipitations maximales journalières et la contribution dessignes.

Rang	$P_{\max,j}$ [mm]	Classement des $P_{\max,j}$ par ordre croissant	Signes
1	51,5	30,6	-
2	80,1	30,8	+
3	53,6	32,6	+
4	104,3	41,7	+
5	74	46,2	+
6	71,2	46,6	+
7	46,2	47,4	-
8	46,6	48	-

Tableau III-3 : Classement des précipitations maximales journalières et la contribution dessignes (Suite)

9	50,1	48,8	-
10	41,7	50,1	-
11	52,4	50,7	-
12	55	51,5	+
13	47,4	52	-
14	64,7	52,4	+
15	30,8	53,5	-
16	99,9	53,6	+
17	58,2	53,6	+
18	53,5	55	+
19	48	58,2	-
20	50,7	64	-
21	81,6	64,7	+
22	82,9	65	+
23	65	71,2	+
24	48,8	74	-
25	53,6	79,4	+
26	79,4	80,1	+
27	52	81,6	-
28	32,6	82,9	-
29	30,6	99,9	-
30	64	104,3	+

D'après le tableau III-3 :

$$N_s = 14 \text{ et } T_s = 5.$$

-Les valeurs N_s et T_s calculées :

$$N_{th} = \frac{1}{2}(30 + 1 - 1,96\sqrt{31}) = 10,05.$$

$$T_{th} = 3,3 \log(30 + 1) = 8,17.$$

En comparant les valeurs pour vérifier la condition du test du mood (voir tableau III-4)

Tableau III- 4 : Comparaison entre les valeurs de test de la médiane

Paramètres	Valeurs	Comparaison	Remarque
Nth	10,05	$N_s > N_{th}$	Condition vérifiée
Ns	14		
Tth	8,17	$T_s < T_{th}$	Condition vérifiée
Ts	5		

D'après la comparaison effectuée sur les valeurs statiques et théoriques du test mood, les conditions de l'homogénéité sont vérifiées, donc la série pluviométrique de la station KOLEA SECTEUR est homogène, donc à ajuster cette série.

III.6 Choix de la loi d'ajustement

Il existe plusieurs approches pour l'ajustement des séries pluviométriques, mais l'efficacité de la méthode d'estimation dépend de plusieurs critères citant la loi de probabilité, la taille de l'échantillon et ses d'autres caractéristiques.

Il faut effectuer un ajustement adéquat à une loi théorique de la série des pluies maximales journalières afin de déterminer les intensités les plus extrêmes et d'estimer le débit de crue.

La loi de Gumbel et la loi de Galton sont considérées comme étant les lois les plus adaptées pour décrire les caractéristiques des précipitations dans un contexte spécifique.

III.6.1 Ajustement avec la loi de Gumbel

La distribution statique de Gumbel est souvent utilisée pour décrire le comportement statique des valeurs extrêmes.

-La fonction de répartition de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-x_0}{a}\right)}}$$

- $u = \frac{x-x_0}{a}$: valeur réduite de Gumbel.
- x_0 Et a : les paramètres du modèle de Gumbel

Tel que :

- x_0 : Paramètre de position.
- a : Paramètre de l'échelle différent de Zéro appelé Gradex.
- x : La variable « Pmax, j »

Alors :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \text{ donc } u = -\ln(-\ln(F(x))).$$

Donc la formule linéaire de $P_{\max,j}$ devient :

$$P_{\max,j} = \frac{1}{a} \times u + x_0$$

Les principales étapes à suivre pour ajuster avec cette méthode :

- 1- Classer la série des « Pmax, j » par ordre croissant effectuées d'un rang de 1 à m.
- 2- Calculer la fréquence expérimentale pour chaque valeur de pluie en utilisant la formule de Hazen.
- 3- Calculer la valeur réduite « u » de Gumbel.
- 4- Calculer les Paramètres de la loi de Gumbel.
- 5- Ajuster la série graphiquement avec la loi de Gumbel.
- 6- Déterminer les quantiles et les intervalles de confiance.

.1) Calcul analytique (voir tableau III-6) :

- La formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{N}$$

Tel que :

- m : Rang des précipitations.
- N : Nombre d'observation.
- La variable réduite de Gumbel : $u = -(\ln(-\ln F(x)))$.
- Les paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel :

$$\frac{1}{a} = 0,78 \sigma$$

$$x_0 = \bar{x} - 0,577 \frac{1}{a}$$

Tel que :

- $\frac{1}{a}$: Pente de la droite de Gumbel.
- σ : Ecart-type.
- \bar{x} : La moyenne arithmétique de la série.

Le calcul des paramètres de l'ajustement est représenté dans le tableau III-5 :

Tableau III-5 : Paramètres de la loi de Gumbel.

Les paramètres	Leurs valeurs
σ	18,4
$\frac{1}{a} = 0,78 \times 18,4$	14,352
\bar{x}	59,01
$x_0 = 59,01 - 0,577 \times 14,452$	50,671196

Donc l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P_{\max,j} = 14,352 \times u + 50,671196.$$

Nous calculons le quantile de période de retour (10ans) passant par le calcul de la fréquence F au non dépassement ($F = 1 - (1/T)$), ensuite à déduire la valeur de la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$u = -\ln(-\ln(1 - \frac{1}{10})) = 2,25 \dots\dots*$$

En remplaçant la valeur * dans l'équation $P_{\max,j}$ trouvé :

$$P_{\max,j}(10\%) = 14,352 \times 2,25 + 50,671196 = 82,96 \text{ mm}$$

Le tableau III-6 résume les fréquences F au non dépassement et les valeurs de la variable réduite calculées pour toute la série pluviométrique.

Tableau III-6 : Ajustement par la loi de Gumbel

Rang	$P_{max,j}$	Classement des P_{max} , par ordre croissant	F(x)	U
1	51,5	30,6	0,016	-1,40
2	80,1	30,8	0,05	-1,097
3	53,6	32,6	0,083	-0,910
4	104,3	41,7	0,116	-0,76
5	74	46,2	0,15	-0,640
6	71,2	46,6	0,183	-0,528
7	46,2	47,4	0,216	-0,424
8	46,6	48	0,25	-0,326
9	50,1	48,8	0,283	-0,232
10	41,7	50,1	0,316	-0,139
11	52,4	50,7	0,35	-0,048
12	55	51,5	0,383	0,042
13	47,4	52	0,416	0,134
14	64,7	52,4	0,45	0,225
15	30,8	53,5	0,483	0,318
16	99,9	53,6	0,516	0,414
17	58,2	53,6	0,55	0,514
18	53,5	55	0,583	0,618
19	48	58,2	0,616	0,726
20	50,7	64	0,65	0,842
21	81,6	64,7	0,683	0,965
22	82,9	65	0,716	1,099
23	65	71,2	0,75	1,245
24	48,8	74	0,783	1,409
25	53,6	79,4	0,816	1,596
26	79,4	80,1	0,85	1,816
27	52	81,6	0,883	2,087
28	32,6	82,9	0,916	2,44
29	30,6	99,9	0,95	2,970
30	64	104,3	0,983	4,085

.2) L'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel en utilisant le logiciel Hyfran :

Les paramètres de la loi Gumbel tirés du logiciel, par la méthode de maximum vraisemblance :

$$a = 15,2421$$

$$u = 50,0054$$

Les résultats sont représentés dans le tableau III-7 et l'ajustement graphique dans la figure III-1 :

Tableau III-7 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T (ans)	Q	Xt [mm]	σ	Intervalle de confiance
100	0.9900	120	11.5	97.6-143
50	0.9800	109	9.96	89.9-129
20	0.9500	95,3	7.99	79.6-111
10	0.9000	84.3	6.51	71.5-97.1
5	0.8000	72.9	5.05	63.0-82.8
3	0.6667	63.8	4.00	55.9-71.6
2	0.5000	55.6	3.25	49.2-62.0

Tel que :

- T : période de retour T= 10 ans
- Q : probabilité au non-dépassement.
- Xt : précipitations maximales journalières.

Pour une période de retour T= 10 ans

Pour une période de retour T= 10 ans $\rightarrow Q = 1 - \frac{1}{10} = 0,9$

La variable réduite :

$$u = -\ln(-\ln(0,9)) = 2,25$$

Selon le logiciel Hyfran l'équation de Gumbel est :

$$P_{\max,j} = 15,2421u + 50,0054.$$

$$u = 2.25$$

Alors :

$$P_{\max,j}(10\text{ans}) = 84,3 \text{ mm}$$

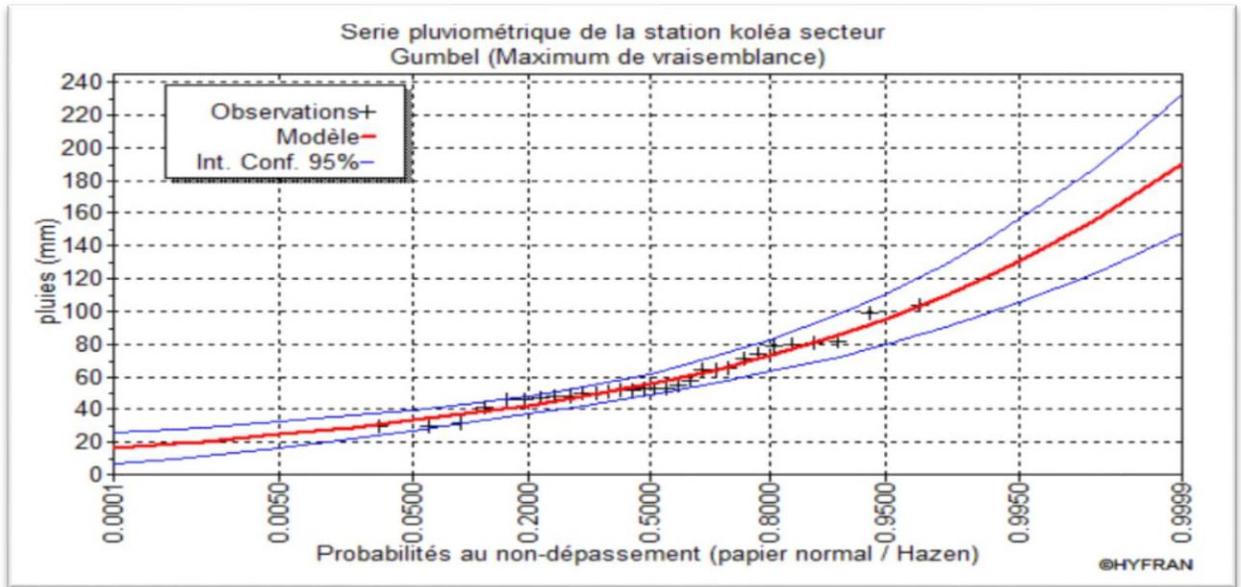


Figure III-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

III.6.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

La loi de Galton ou loi log normale, elle s'appelle également la loi gauss- logarithmique c'est une loi de probabilité utilisée pour modéliser des variables positives qui ont des variations relativement constantes, le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi Gumbel, sauf la représentation graphique de la loi de Galton est faite sur un papier log-normal.

La fonction de répartition de cette loi est donnée comme suit :

- Fréquence expérimentale au non-dépassement :

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

- u : La variable centrée réduite de Gauss donnée par l'expression suivante :

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

Tel que :

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

On peut écrire aussi :

$$\ln(x) = \overline{\ln(x)} + \sigma \ln(x) \times u_{p\%}$$

C'est l'équation de la variable réduite de Gauss, représentée par une droite sur papier gauss- logarithmique, avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Les principales étapes à suivre pour l'ajustement à la loi de Galton :

- 1- Classifier les valeurs des précipitations maximales journalières par ordre décroissant. (voir tableau III-8)
1. Classifier les valeurs des précipitations maximales journalières par ordre décroissant.

2. Calculer la fréquence expérimentale pour chaque valeurs de $P_{max,j}$.
3. Calculer les caractéristiques de la série pluviométrique.
4. Calculer les caractéristiques de la série logarithmique.
5. Calculer la variable de Galton pour chaque valeur de $P_{max,j}$.

.a) Calcul analytique :

- Les caractéristiques de la série des pluies sont calculées précédemment :

$$\bar{x} = 59,01$$

$$\sigma = 18,4$$

- Les caractéristiques de la série logarithmiques :

$$\overline{\ln(x)} = \frac{\sum_{i=1}^{n=30} \ln(x)}{30} = \frac{120,962408}{30} = 4,032$$

$$\sigma \ln(x) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=30} (\ln(x_i) - \overline{\ln(x)})^2}{N-1}} = 0,308$$

Tableau III-8 : Ajustement par la loi de Galton.

Rang	$P_{max,j}$ [mm]	Les $P_{max,j}$ classées par ordre décroissant	Ln(x)	F(x)	U
1	51,5	104,3	4,6473	0,0167	1,9967
2	80,1	99,9	4,6042	0,0500	1,8568
3	53,6	82,9	4,4176	0,0833	1,2514
4	104,3	81,6	4,4018	0,1167	1,2001
5	74,0	80,1	4,3833	0,1500	1,1399
6	71,2	79,4	4,3745	0,1833	1,1114
7	46,2	74,0	4,3041	0,2167	0,8828
8	46,6	71,2	4,2655	0,2500	0,7576
9	50,1	65,0	4,1744	0,2833	0,4619
10	41,7	64,7	4,1698	0,3167	0,4469
11	52,4	64,0	4,1589	0,3500	0,4116
12	55,0	58,2	4,0639	0,3833	0,1032
13	47,4	55,0	4,0073	0,4167	-0,0803
14	64,7	53,6	3,9815	0,4500	-0,1640
15	30,8	53,6	3,9815	0,4833	-0,1640
16	99,9	53,5	3,9797	0,5167	-0,1701
17	58,2	52,4	3,9589	0,5500	-0,2375
18	53,5	52,0	3,9512	0,5833	-0,2624
19	48,0	51,5	3,9416	0,6167	-0,2937
20	50,7	50,7	3,9259	0,6500	-0,3445
21	81,6	50,1	3,9140	0,6833	-0,3832
22	82,9	48,8	3,8877	0,7167	-0,4685
23	65,0	48,0	3,8712	0,7500	-0,5222
24	48,8	47,4	3,8586	0,7833	-0,5630
25	53,6	46,6	3,8416	0,8167	-0,6182
26	79,4	46,2	3,8330	0,8500	-0,6462

Tableau III-8 : Ajustement par la loi de Galton. (Suite).

27	52,0	41,7	3,7305	0,8833	-0,9788
28	32,6	32,6	3,4843	0,9167	-1,7779
29	30,6	30,8	3,4275	0,9500	-1,9622
30	64,0	30,6	3,4210	0,9833	-1,9834

- Détermination de la droite de Galton :

$$\ln(x) = \overline{\ln(x)} + \sigma \ln(x) \times u_{p\%}$$

- Détermination de la valeur $x_{p\%}$ extrême analytiquement :

$$x_{p\%} = e^{(\overline{\ln(x)} + \sigma \ln(x) \times u_{p\%})}$$

$u_{p\%}$: Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10%,

$u_{10\%} = 1,28$ Alors :

$$P_{max, j(10\%)} = e^{(4,0320803 + [0,3081007 \times 1,28])} = 83,6\text{mm}$$

2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton en utilisant le logiciel Hyfran :

Les paramètres de la loi log-normale tirés par le logiciel Hyfran, par la méthode de maximum vraisemblance :

$$u = 4,023987$$

$$\sigma = 0,312286$$

-Les résultats de cet ajustement sont représentés dans le tableau III-9 et la figure III-2 :

Tableau III-9 : Ajustement à la loi de Galton

T [ans]	Fréquence au non-dépassement q	Valeur théorique X_t [mm]	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.9900	116	12.9	90.5-141
50	0.9800	106	10.8	85.0-127
20	0.9500	93.5	8.26	77.3-110
10	0.9000	83.5	6.47	70.8 -96,1
5	0.8000	72.7	4.85	63.2-82,2
3	0.6667	64.0	3.82	56.5 -71,5
2	0.5000	55.9	3.19	49.7 -62,2

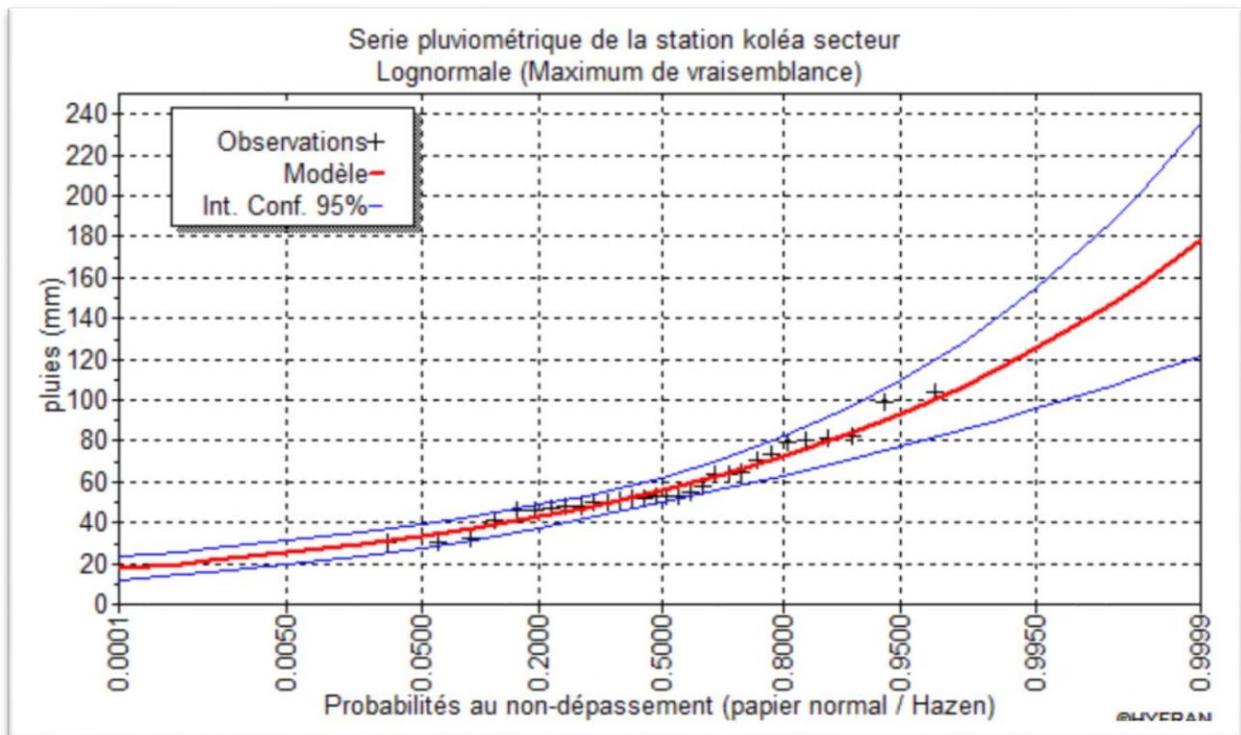


Figure III-2 : Ajustement graphique à la loi Galton

- **Remarque** : Il semble que les résultats obtenus par le calcul analytique et par le logiciel Hyfran, soit analytiquement ou graphiquement, sont très proches. Dans ce cas, il est judicieux de choisir le résultat obtenu par le logiciel Hyfran en raison de sa précision.

III.7 Choix de la loi d'ajustement :

Lors de l'ajustement d'une loi de probabilité théorique, on se demande si cette loi s'adapte bien aux données observées. Les critères de choix d'une loi sont généralement liés à l'ajustement graphique et à des tests de dispersion. L'ajustement graphique implique de comparer visuellement la courbe de la loi théorique aux données réelles, tandis que les tests de dispersion évaluent quantitativement l'adéquation entre la loi théorique et les données observées.

.1) Test d'adéquation de khi-deux :

Le test de khi-carré, également connu sous le nom de test Pearson, est une méthode statistique utilisée pour déterminer si les différences entre un ensemble d'observations et des valeurs théoriques sont significatives.

Application :

- Calcul de la statistique de χ^2 , qui est une mesure de l'écart entre les observations réelles et les valeurs théoriques, on dit que l'ajustement est adéquat si $\chi^2_{\text{théorique}} > \chi^2_{\text{calculé}}$
- consultation de la table de distribution du khi-carré pour obtenir la probabilité P associée à la valeur calculée χ^2 , appelée aussi valeur P.
- Ce test est appliqué en posant les deux hypothèses suivantes
 - Si $P(\chi^2) \geq 0.05$ (seuil de signification spécifié $\alpha = 5\%$) alors les observations suivent la distribution théorique, H_0 (hypothèse nulle).

- Si $P(\chi^2) < 0.05$ alors on rejette l'hypothèse nulle, cela indique que les données ne sont pas cohérentes avec la distribution théorique, H_1 (hypothèse alternative).

Vérification de la valeur P pour les deux lois d'ajustement pour notre série pluviométrique, les valeurs sont obtenues grâce au logiciel Hyfran et représentées dans le tableau III-10.

Tableau III-10 : Comparaison de paramètre P pour les deux lois de probabilité de test d'adéquation

Loi de probabilité	χ^2 calculé	$P(\chi^2)$	H_0	Remarque
Gumbel	6,40	0,1712 > 0.05	Vérifié	Les deux lois sont adéquates
Galton	6,40	0,1712 > 0.05	Vérifié	

Dans notre cas, les valeurs de khi-deux calculés sont obtenues par le logiciel Hyfran, en outre, les valeurs de khi-deux théoriques sont déterminées à partir de la table de Pearson (voir l'abaque dans l'annexe II), en fonction de la probabilité $\alpha = 5\%$ et le degré de liberté donné par le logiciel Hyfran.

Les résultats ainsi que la comparaison entre le χ^2 théorique et le χ^2 calculé pour les deux lois sont représentés dans le tableau III-11.

Tableau III-11 : Résultats de test khi-deux.

Loi d'ajustement	Nombre de paramètre m	Degré de liberté	χ^2 théorique	χ^2 calculé	Observation
Gumbel	7	4	9,94	6,40	χ^2 théorique > χ^2 calculé ➤ Condition vérifiée
Galton	7	4	9,94	6,04	χ^2 théorique > χ^2 calculé ➤ Condition vérifiée

- **Remarque :** les deux lois sont adaptées au test d'adéquation khi-deux.

.3) Test graphique :

Le test graphique implique généralement de tracer, la courbe de la loi théorique et insérer les données observées se forme un nuage de points sur le même graphique. Ensuite, on examine visuellement à quel point la courbe théorique s'ajuste aux données réelles. Si celle-ci passe à travers les points de données de manière satisfaisante, cela suggère une bonne adéquation de la loi théorique aux données observées. Si elle ne correspond pas bien aux données réelles, cela pourrait indiquer que la loi théorique choisie n'est pas la plus appropriée pour modéliser les données.

Dans notre cas, pour la station de KOLEA SECTEUR, les valeurs s'ajustent de manière similaire aux deux lois dans l'ensemble. Cependant, il est remarqué que pour les faibles valeurs des $P_{\max,j}$ l'ajustement est similaire pour les deux lois, tandis que pour les fortes valeurs, l'ajustement est meilleur avec la loi de Gumbel, (voir figure III-3), cela suggère qu'elle pourrait être plus appropriée pour modéliser les fortes valeurs des précipitations maximales journalières à la station de KOLEA SECTEUR.

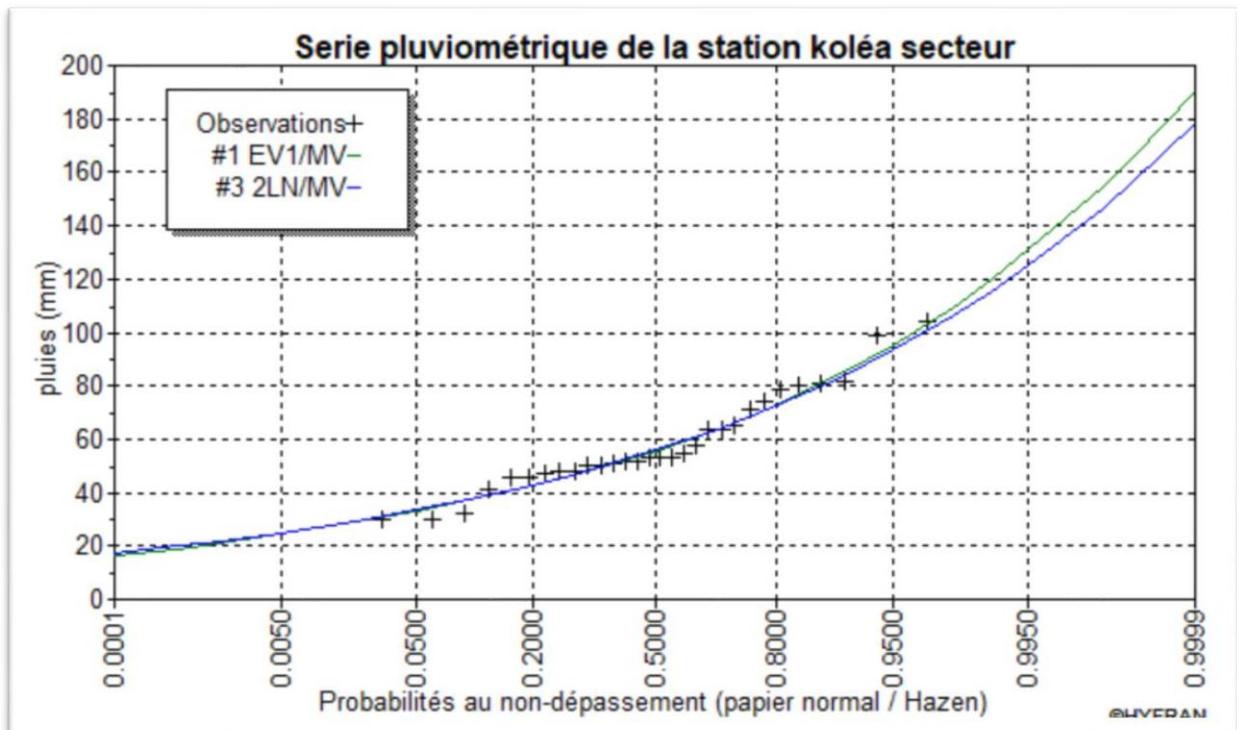


Figure III -3: Comparaison entre les deux graphes d'ajustement.

D'après notre analyse utilisant le test khi-deux, les deux distributions semblent bien adaptées. De plus, l'examen visuel des graphiques indique que la loi de Gumbel offre l'ajustement le plus approprié pour nos données pluviométriques.

III.8 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

La détermination des valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités se fait en se basant sur les résultats obtenus de l'ajustement à la loi de Gumbel.

.1) Pluies de courte durée :

Pour déterminer les pluies de courte durée appelées également les averses, on utilise les données des précipitations maximales journalières obtenus de l'ajustement à la loi de Gumbel pour les différentes périodes de retour (2ans, 5ans, 10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans).

La pluie de courte durée est donnée par l'expression :

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

Tel que :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h).
- b : exposant climatique.

.1) Intensités de courte durée :

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

$$I_{t,p\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

Tel que :

- $I_{t,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse d'une durée t (h) de fréquence de dépassement ($p\%$).
- $I_{24,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence de dépassement ($p\%$) donnée.
- t : durée de l'averse en heure.
- b : exposant climatique de la région

Les calculs effectués sont représentés dans le tableau III-11 :

Tableau III-1 : Pluies et Intensités de courtes durées de différentes périodes de retour

T	5ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
$P_{max,j}$	72,9 mm		83,4 mm		95,3 mm		109mm		120 mm	
t	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm
0,10	9,60	95,95	10,98	109,77	12,54	125,43	14,35	143,47	15,79	157,94
0,20	12,40	62,00	14,19	70,93	16,21	81,05	18,54	92,70	20,41	102,06
0,25	13,47	53,87	15,41	61,63	17,61	70,42	20,14	80,55	22,17	88,68
0,50	17,41	34,81	19,91	39,82	22,75	45,51	26,02	52,05	28,65	57,30
0,75	20,22	26,96	23,14	30,85	26,44	35,25	30,24	40,31	33,29	44,38
1,00	22,49	22,49	25,73	25,73	29,41	29,41	33,63	33,63	37,03	37,03
2,00	29,07	14,54	33,26	16,63	38,00	19,00	43,46	21,73	47,85	23,93
3,00	33,77	11,26	38,64	12,88	44,15	14,72	50,50	16,83	55,60	18,53
4,00	37,57	9,39	42,98	10,75	49,11	12,28	56,17	14,04	61,84	15,46
5,00	40,80	8,16	46,68	9,34	53,34	10,67	61,01	12,20	67,16	13,43
6,00	43,65	7,28	49,94	8,32	57,06	9,51	65,26	10,88	71,85	11,98
7,00	46,21	6,60	52,87	7,55	60,41	8,63	69,09	9,87	76,07	10,87
8,00	48,55	6,07	55,54	6,94	63,47	7,93	72,59	9,07	79,92	9,99
9,00	50,71	5,64	58,02	6,45	66,30	7,37	75,83	8,43	83,48	9,28
10,00	52,73	5,27	60,32	6,03	68,93	6,89	78,84	7,88	86,80	8,68
11,00	54,62	4,97	62,49	5,68	71,41	6,49	81,67	7,43	89,91	8,17
12,00	56,41	4,70	64,53	5,38	73,74	6,15	84,34	7,03	92,85	7,74
13,00	58,10	4,47	66,47	5,11	75,96	5,84	86,88	6,68	95,65	7,36
14,00	59,72	4,27	68,32	4,88	78,07	5,58	89,29	6,38	98,30	7,02
15,00	61,26	4,08	70,09	4,67	80,09	5,34	91,60	6,11	100,85	6,72
16,00	62,74	3,92	71,78	4,49	82,02	5,13	93,82	5,86	103,28	6,46
17,00	64,17	3,78	73,41	4,32	83,88	4,93	95,94	5,64	105,63	6,21
18,00	65,54	3,64	74,98	4,17	85,68	4,76	97,99	5,44	107,88	5,99
19,00	66,86	3,52	76,49	4,03	87,41	4,60	99,97	5,26	110,06	5,79
20,00	68,14	3,41	77,96	3,90	89,08	4,45	101,89	5,09	112,17	5,61
21,00	69,39	3,30	79,38	3,78	90,71	4,32	103,75	4,94	114,22	5,44
22,00	70,59	3,21	80,76	3,67	92,28	4,20	105,55	4,80	116,20	5,28
23,00	71,76	3,12	82,10	3,57	93,81	4,08	107,30	4,67	118,13	5,14
24,00	72,90	3,04	83,40	3,48	95,30	3,97	109,00	4,54	120,00	5,00

- Représentation graphique des valeurs Pluies et intensités trouvées pour les différentes périodes de retour sont respectivement représentées dans les figures III-4 et III-5 :

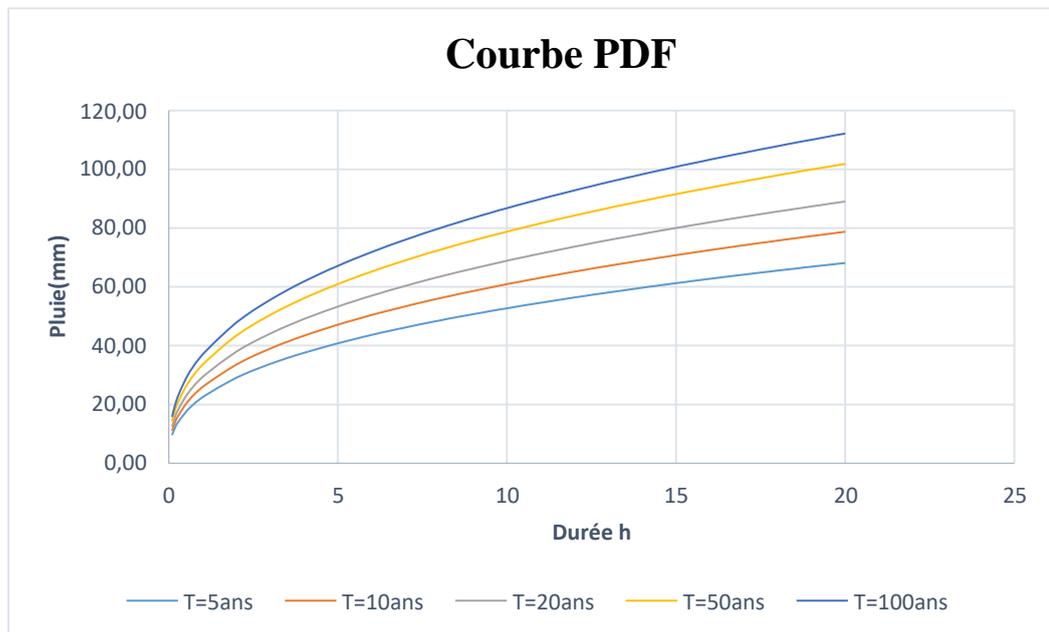


Figure III- 4 : Courbe Pluies-Durée-Fréquence, pour les différentes périodes de retour

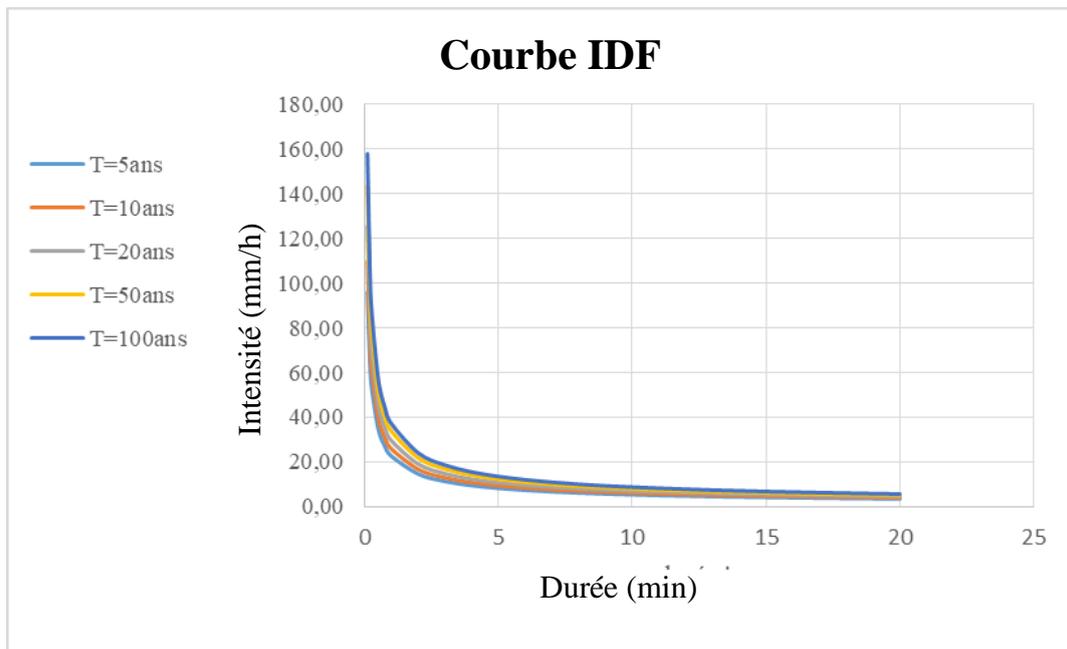


Figure III -5 : Courbe Intensités- Durée- Fréquence.

III.9 Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$, pour des raisons technico-économiques et de sécurité. D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau (II-10), On a :

- D'après la loi de Gumbel :

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{P_{\text{max},j}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{84,3}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,37-1}$$

$$I_{15\text{min},10\%} = 62,294 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{62,294 \times 10000}{3600} = 173,03 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion:

Ayant achevé ce chapitre par la détermination de l'intensité moyenne maximale de notre agglomération, ce qui nous permet d'estimer le débit pluvial ultérieurement après le découpage de toute la localité étudiée en surfaces élémentaires effectué dans le chapitre qui suit.

Chapitre IV

Calcul de base

Introduction

L'estimation des débits pluviaux et usés collectées dans un réseau d'assainissement est basée sur une analyse approfondie de la localité étudiée (configuration du site, situation démographique à l'horizon, ruissellement), pour obtenir les résultats concrets pour le calcul hydraulique.

IV.1 Situation démographique :

Selon les données du recensement général de la population et d'habitats en 2008 de la région Halloula Sahilia, le nombre de population est estimé à 4 510 Hab avec un taux d'accroissement de 2,2% selon les données fournis par DRE de Tipaza.

Pour notre étude, nous estimons un nombre de population à l'horizon de 30 ans (2054) (tableau IV-1), pour assurer la maintenance de notre réseau à long terme, en appliquant la formule de croissance géométrique donnée par la relation ci-dessous :

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

Avec :

- P_n : population à l'horizon 2054.
- P_0 : population actuelle.
- t : Taux d'accroissement.
- n : Nombre d'années entre l'année de référence l'année de l'horizon.

Tableau IV-1 : données démographiques.

Année	2008	2024	2054
Population (Hab)	4 510	6 389	12 274

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

IV.2.1 Définition :

Le bassin versant ou une surface élémentaire, est une surface géographique remarquable limitée par les lignes de crête ou les lignes de partage des eaux.

IV.2.2 Choix de la limite des surfaces élémentaires :

Pour effectuer un meilleur découpage d'un site d'étude en surfaces-élémentaires, nous prenons en considération :

- La nature du sol.
- La densité de la population.
- Les courbes de niveau.
- Les limites naturelles.
- Les routes et les voiries existantes.

IV.3 Systèmes d'évacuation des eaux :

IV.3.1 Système de réseaux :

En règle générale, en particulier dans les zones urbaines, il est essentiel de contrôler le flux des eaux, qu'elles soient de pluie ou usées. Elles doivent être canalisées et dirigées vers des points de sortie naturels ou artificiels, et souvent elles doivent être nettoyées et traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

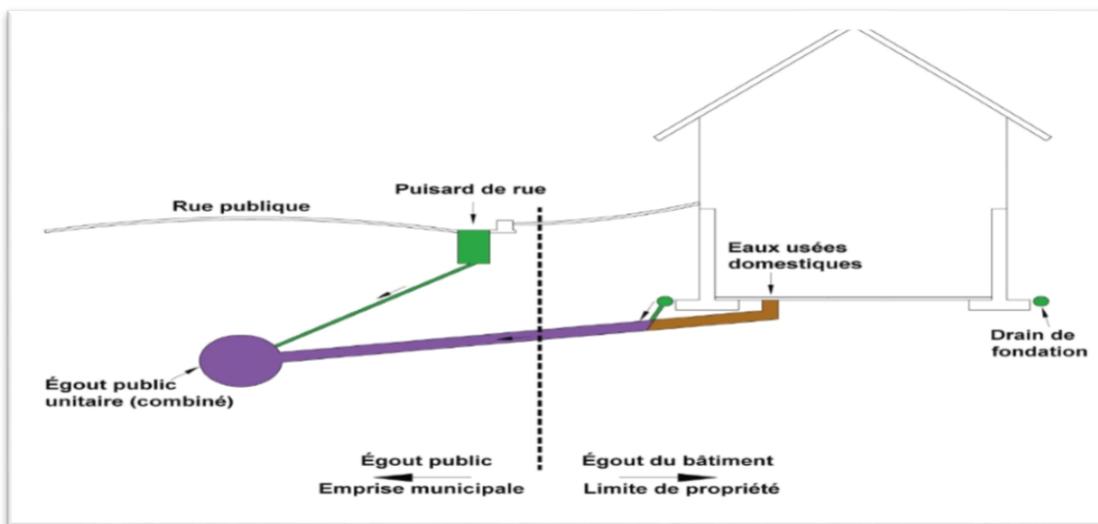
IV.4 Systèmes fondamentaux :

Ces systèmes sont, le plus souvent, à écoulement gravitaire mais ils peuvent comporter des transports en charge. On distingue les systèmes :

- unitaire
- séparatif.
- pseudo-séparatif.
- et mixte.

IV.4.1 Système unitaire :

Un système unitaire est un type de système d'assainissement dans lequel les eaux usées domestiques et les eaux pluviales sont collectées et transportées dans les mêmes conduites. Acheminées par la suite, vers une station de traitement des eaux usées où elles subissent un traitement avant d'être rejetées dans milieu naturel (figureIV-1).

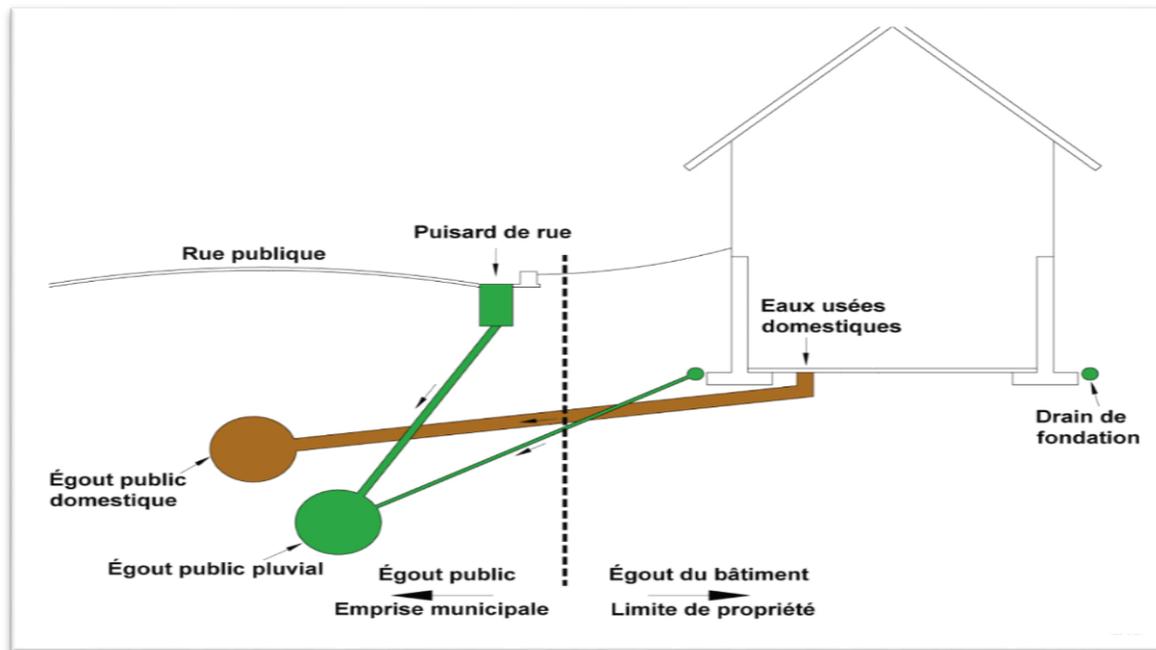


Source : <https://www.gatineau.ca/>

Figure IV-1 : Schéma représentatif des branchements dans un système unitaire

IV.4.2 Système séparatif :

Les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées et transportées dans des réseaux distincts. Les eaux pluviales sont déversées directement dans le milieu naturel. En revanche, les eaux usées provenant des activités domestiques, dans certaines circonstances, des effluents industriels ayant des caractéristiques similaires à celles des eaux usées, sont dirigées vers une station d'épuration pour traitement (figure IV-2).

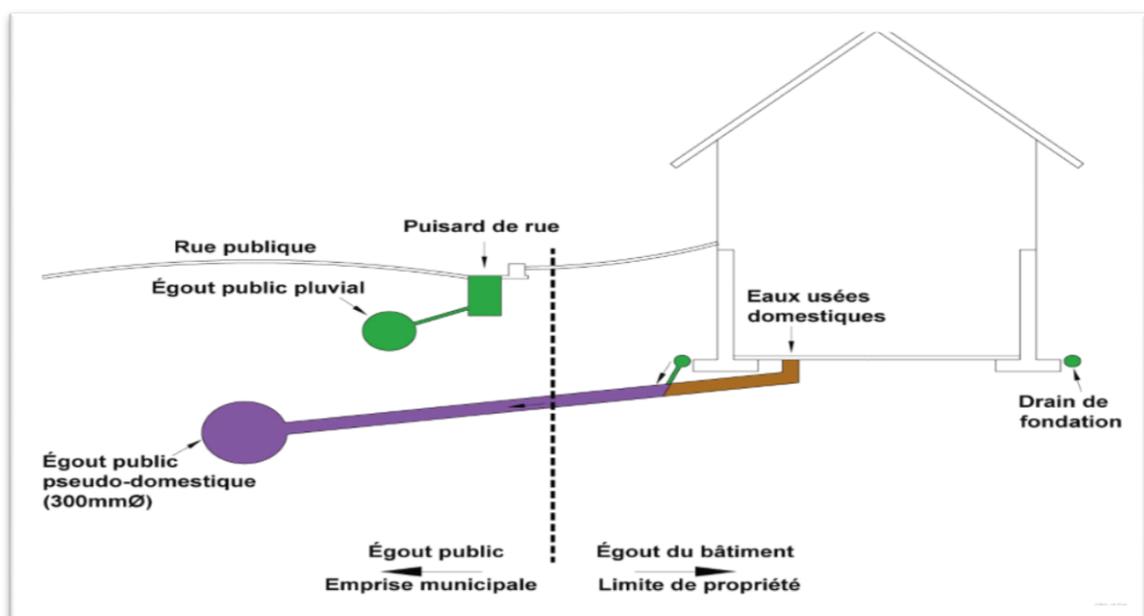


Source : <https://www.gatineau.ca/>

Figure IV-2: Schéma représentatif des branchements d'un système séparatif.

IV.4.3 Système pseudo-séparatif :

Le système pseudo-séparatif, tel que représenté dans la Figure IV-3, est conçu pour recevoir à la fois les eaux usées domestiques et une partie des eaux de ruissellement. Une autre portion des eaux de ruissellement est dirigée à travers des canaux et des tronçons d'ouvrages pluviaux conventionnels. Ce système repose sur une collecte conjointe des eaux provenant des toitures et des espaces privés, ainsi que des eaux usées domestiques.



Source : <https://www.gatineau.ca/>

Figure IV-3 : Schéma présentatif des branchements en système pseudo-séparatif

IV.4.4 Système mixte :

Un système mixte un réseau d'assainissement constitué à la fois suivant les zones en partie en système unitaire, et en partie en système séparatif ou système pseudo-séparatif.

C'est le système le plus souvent utilisé dans les villes et leurs extensions.

IV.5 Avantages et inconvénients des types de systèmes d'assainissement.

Les avantages et les inconvénients de chaque système sont résumés dans le tableau IV-2

Tableau IV-2 : Avantages et Inconvénients des systèmes d'évacuation.

Systèmes			
	Unitaire	séparatif	Pseudo-séparatif
Avantages	-Conception simple. -Coût économique.	- Exploitation plus facile de la STEP -milieu naturel préservé.	- Réduction du problème des faux branchements.
Inconvénients	-Perturbation de fonctionnement de la STEP en raison de la qualité variable des eaux. - L'auto-nettoyage des canalisations n'est généralement pas assuré. -Risque de dépôt par temps secs.	- Risque des faux branchements. - Encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé	-Mauvais fonctionnement de la STEP en termes de perturbation, la charge polluante est variable en qualité et en quantité.
Contraintes d'exploitation	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage	- Surveillance accrue des branchements	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins du stockage.

IV.6 Choix du système de notre réseau d'assainissement :

Le choix entre les différents systèmes de gestion des eaux doit être basé sur des considérations locales telles que :

- L'infrastructure existante et son encombrement.
 - La topographie du terrain (avec une préférence pour une faible pente dans le cas du système séparatif).
 - La nature du milieu récepteur.
 - L'aspect économique.
- **Remarque :** Pour notre agglomération, le système unitaire est retenu.

IV.5 Schémas d'évacuation des eaux collectées en assainissement :

Les écoulements des eaux en assainissement dépendent du relief et la topographie du terrain étudié.

Selon le type de système d'assainissement et la configuration topographique, plusieurs schémas peuvent être distingués :

IV.5.1 Schéma perpendiculaire :

Dans ce schéma, l'écoulement des eaux se fait directement vers le cours d'eau sans qu'il y ait de concentration des flux vers un point unique d'épuration. Cette configuration est appropriée dans les cas où aucun traitement spécifique des eaux n'est jugé nécessaire. Elle est adaptée pour l'évacuation des eaux pluviales dans un système séparatif (figure III-4).

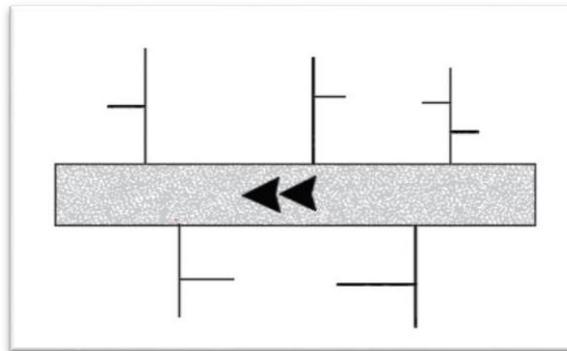


Figure IV-4 : Schéma perpendiculaire

IV.5.2 Schéma par déplacement latéral :

Ce schéma représente l'approche la plus simple pour le transport des effluents en aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont acheminées dans un collecteur parallèle au cours d'eau jusqu'à la station d'épuration (figure III-5).

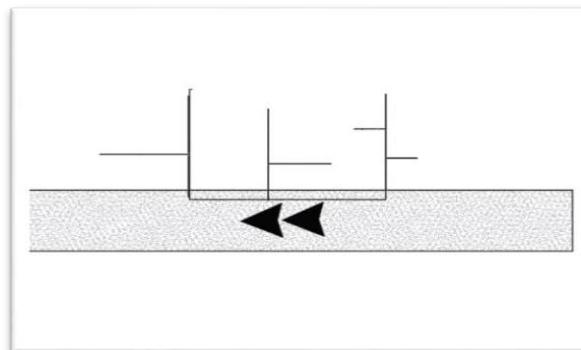


Figure IV-5 : Schéma par déplacement latéral

IV.5.3 Schéma à collecte transversale oblique :

Ce schéma présente des collecteurs avec des ramifications qui ramènent l'effluent en aval de l'agglomération. Il est utilisé principalement dans des zones où la pente du terrain faible (figure III-6).

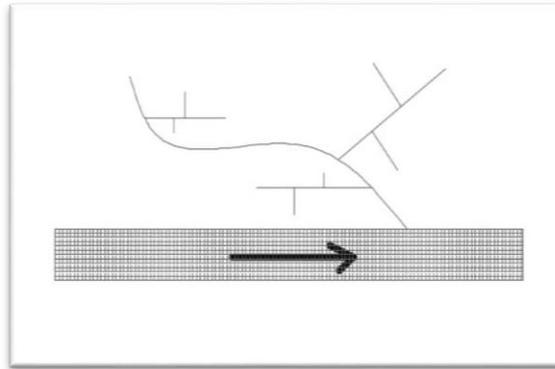


Figure IV-6 : Schéma transversal oblique

IV.5.4 Schéma par zones étagées :

Ce schéma est une variation du schéma par déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux. Cette multiplication des collecteurs permet une évacuation à plusieurs niveaux afin de ne pas surcharger le collecteur principal (figure III-7).

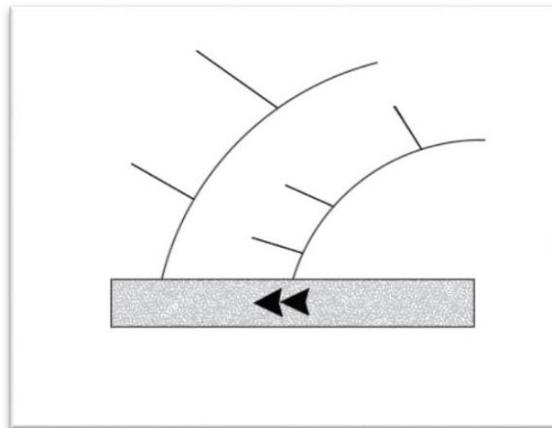


Figure IV-7 : Schéma par zones étagées

IV.5.5 Schéma radial :

Le schéma radial est adapté aux terrains plats. Il permet de rassembler les effluents en un ou plusieurs points. Ils seront ensuite évacués, généralement par pompage, vers un emplacement éloigné de l'agglomération, tel qu'un cours d'eau ou une station d'épuration (figure IV-8).

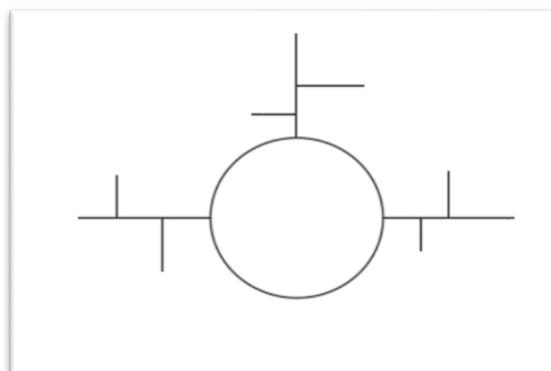


Figure IV-8 : Schéma radial

- **Remarque :** En raison de la configuration accidentelle de notre site, nous optons pour le schéma par zones étagées.

IV.6 Principe du tracé du réseau :

Le tracé des différents collecteurs est déterminé en tenant compte de :

- L'emplacement des cours d'eau et des talwegs.
- Les conditions de rejet des eaux.
- La topographie du site.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

Plusieurs critères sont pris en compte sur la profondeur des canalisations tels que :

- La résistance de la canalisation aux différents efforts mécaniques et au gel.
- La profondeur des caves environnantes pour éviter les interférences.

IV.7 Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement caractérise le volume d'eau ruisselé d'une surface au volume d'eau tombé sur cette surface, le ruissellement apparaît quand la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage en surface correspondant à 0,5 mm de pluie.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,1- 0,2 jusqu'à 0,95 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature de sol.
- L'inclinaison de terrain.
- La densité de la surface à drainer.
- L'humidité de l'air et l'humidité de surface.
- La durée de la pluie.
- Le mode d'occupation de sol.

IV.7.1 Cas de détermination du coefficient de ruissellement :

- **En fonction de la nature des surfaces à drainer (tableau IV-3)**

Tableau IV-3 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la nature de sol.

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85-0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimenté	0.75-0.85
Pavage en blocages	0.40-0.50
Surfaces goudronnées	0.25-0.60
Chemin en gravier	0.25-0.30
Gare, terrain de sport	0.10-0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05-0.25
Forts	0.01-0.20

Source : GUERREE ET COMELLA

○ **En fonction de la densité de population (Tableau IV-4)**

Tableau IV 4 : Coefficients de ruissellement pour différents densités de population

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement (Cr)
20	0,23
30-80	0,2-0,27
60 -150	0,25-0,34
150-200	0,30-0,45
200-300	0,6-0,62
300-400	0,6-0,80
400-600	0,7-0,9

Source : GUERREE ET COMELLA

○ **En fonction du type d'occupation du sol (tableau IV- 5)**

Tableau IV-5: Coefficients de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.

Type d'occupation du sol	Cr	
Commercial	0,5 – 0,95	
Résidentiel	Lotissement	0,3-0,5
	Collectifs	0,5-0,75
	Habitats dispersés	0,25-0,4
Industriel	0,5-0,8	
Parcs et jardins public	0,05-0,25	
Terrains de sport	0,1-0,3	
Terrains de vagues	0,05-0,15	
Terres agricoles	Drainées	0,05-0,13
	Non drainées	0,03-0,07

Source : Satin et al, 2006

○ **Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation (Tableau IV-6)**

Tableau IV-6: coefficient de ruissellement relatif aux catégories d'urbanisation.

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60-0,70
Habitations moyennement dense	0,40-0,50
Quartiers résidentiels	0,20-0,30
Square – jardin - prairie	0,05-0,20

Source : Water Environnement Fédération, 1970

IV.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire :

La détermination du nombre d'habitants est faite en suivant des étapes :

- Estimation du coefficient du ruissellement pour chaque surface élémentaire.
- Calcul du coefficient du ruissellement pondéré total.
- Calcul de la densité partielle de chaque surface élémentaire.
- Déduction du nombre d'habitant de chaque surface élémentaire.

IV.8.1 Estimation du coefficient du ruissellement pour chaque surface élémentaire :

En se basant sur le plan de masse de notre zone d'étude Halloula Sahilia et en effectuant un découpage sur la totalité de la surface en surfaces élémentaires, on estime selon la nature du sol le coefficient du ruissellement pour chaque sous-bassin.

Les résultats sont résumés dans le tableau IV-7

Tableau IV-7 : coefficient du ruissellement de chaque surface élémentaire.

N°SB	Surface (ha)	Cr
I	5,39	0,75
II	3,19	0,85
III	2,14	0,85
IV	4,16	0,75
V	4,25	0,9
VI	5,31	0,75
VII	4,28	0,9
VIII	4,9	0,9
IX	8,56	0,75
X	3,16	0,85
XI	5,31	0,85
XII	5,35	0,85

IV.8.2 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré :

La relation de $Cr_{\text{pondéré}}$ est donnée par l'expression :

$$Cr_p = \frac{\sum Cr_i A_i}{A}$$

Tel que :

- Cr_p : Le coefficient du ruissellement pondéré total.
- Cr_i : Le coefficient du ruissellement de chaque surface élémentaire.
- A_i : aire de chaque surface élémentaire (ha).
- A : La surface totale de l'aire d'étude (ha).

Application numérique :

$$Cr_p = \frac{45,9295}{56}$$

$$Cr_p = \mathbf{0,82}$$

IV.8.3 Densités des parcelles élémentaires :

La densité de chaque surface élémentaire est exprimée par l'expression :

$$D_i = \frac{Cr_i P}{Cr_p A}$$

Tel que :

- D_i : Densité partielle de surface élémentaire considérée (Hab/ha).
- Cr_p : Coefficient du ruissellement pondéré total.
- Cr_i : Coefficient du ruissellement de chaque surface élémentaire.
- P : population totale à l'horizon 2054 (Hab).
- A : Surface totale de l'aire d'étude (ha).

- **Remarque :** Les résultats sont résumés dans le tableau III-8

IV.8.4 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire :

La population partielle pour chaque surface élémentaire est donnée par la relation :

$$P_i = D_i A_i$$

Tel que :

- P_i : population de chaque surface élémentaire.
- D_i : densité partielle de chaque surface élémentaire.
- A_i : l'aire de chaque surface élémentaire.

Les résultats sont résumés dans le tableau IV-8 :

Tableau IV-8: Calcul de la densité partielle et le nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire

N°SB	A_i (ha)	Cr_i	D_i	P_i (hab)
I	5,39	0,75	200,47	1080
II	3,19	0,85	227,20	725
III	2,14	0,85	227,20	486
IV	4,16	0,75	200,47	834
V	4,25	0,9	240,56	1022
VI	5,31	0,75	200,47	1064
VII	4,28	0,9	240,56	1030
VIII	4,9	0,9	240,56	1179
X	8,56	0,75	200,47	1715
IX	3,16	0,85	227,20	718
XI	5,31	0,85	227,20	1206
XII	5,35	0,85	227,20	1215
Total	56	/	/	12 274

Conclusion :

Le calcul de base nous a permis de déterminer tous les paramètres nécessaires à l'élaboration d'un calcul hydraulique judicieux et juste. Pour cela, le terrain de notre agglomération étant très accidenté, le découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires a été élaboré de telle façon à éviter l'écoulement torrentiel. Cependant l'emplacement de regards de chute, (dont le dimensionnement sera fait dans les prochains chapitres), reste nécessaire sur certains collecteurs.

Chapitre V :
Evaluation des débits à
évacuer

Introduction

Il est essentiel de procéder à l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales avant la réalisation et la conception d'un réseau d'assainissement.

L'objectif principal de cette évaluation est de déterminer la quantité et la qualité de l'eau rejetée par les habitations et les différents équipements. Ces rejets, variant selon les caractéristiques et la vocation de chaque agglomération.

La classification et la gestion des eaux usées sont essentielles pour assurer un traitement approprié et réduire l'impact environnemental.

V.1 Estimation des débits usés :

V.1.1 Nature des eaux usées :

Les eaux usées ou les eaux résiduaires, sont des eaux qui ont été utilisées par des ménages, des industries ou d'autres sources qui doivent être recueillies et évacuées dans un réseau d'assainissement. La classification de ces eaux usées est en fonction de leur nature et composition en distinguant les eaux usées du type domestiques, services publics, industrielles et les eaux claires parasites.

V.1.2 Eaux usées d'origine domestique :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau et sont, essentiellement porteuses de pollution organique. Nous distinguons

- Les eaux ménagères (salles de bains, et cuisines).
- Les eaux-vannes (rejets des sanitaires).

Il est essentiel d'évaluer la quantité des eaux usées domestiques l'horizon 2054 avant le dimensionnement du réseau d'assainissement. En tenant en compte des normes de la consommation en eau potable qui dépendent du nombre d'habitants et leurs habitudes, ainsi que les conditions climatiques.

V.1.3 Eaux usées des services publics :

Les eaux usées des services publics proviennent essentiellement du lavage des rues et des espaces publics, elles sont généralement chargées de la matière grasse.

La quantité des eaux usées des services publics à évacuer dépende des surfaces des marchés et des rues, elle est estimée à 5l/s.

V.1.4 Eaux usées industrielles :

Elles proviennent de divers processus industriels, et peuvent contenir des substances chimiques et toxiques spécifiques au type d'industrie.

La quantité des eaux évacuées par ces usines dépende de leurs vocations (de production ou transformation), le procédé de fabrication et le taux de recyclage effectué. Pour que ces eaux peuvent être recueillies dans le réseau d'assainissement :

- Elles ne doivent pas contenir de matières toxiques, corrosives ou chimiques.
- S'il s'agit des eaux chaudes, leur température ne doit pas dépasser les 35 °C.

V.1.5 Eaux claires parasites (EPC) :

Les eaux claires parasites représentent les eaux d'infiltration après une chute de pluie, les eaux du drainage, la remontée de la nappe.

Dans un réseau d'assainissement, l'intrusion ou l'extrusion des eaux d'infiltrations, dans les collecteurs à travers les fissurations, les joints mal confectionnés ou déboîtés, est une confusion inévitable.

Il n'est pas aisé de quantifier ces eaux, mais ce revêt une importance non négligeable. En utilisant des modèles, et selon l'association technique de l'eau et des eaux usées en Allemagne(ATV), un débit de 0,05 à 0,15 l/s/ha a été retenu comme référence pour les estimations couramment utilisés en pratique.

- **Remarque** : pour notre agglomération, elle n'implique aucune industrie. Elle est considérée à vocation domestique.

V.2 Consommation en eau potable :

La quantité des eaux usées rejetées par une agglomération est estimée en se basant sur la consommation domestique, précisément la dotation d'eau potable, les besoins en eau potable d'une agglomération sont évoluées dans le temps en fonction du nombre d'habitants et leurs habitudes, les ressources disponibles et le développement urbain.

La dotation en eau potable de notre agglomération est prise à 180 l/s/ha.

V.3 Estimation des débits d'eau potable consommée :

Le débit d'eau usée à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable par habitant. Avant de quantifier le débit d'eau rejeté d'une agglomération, faut d'abord connaître le type d'agglomération, et le mode d'occupation du sol.

L'urbanisation du site est proportionnelle à la quantité d'eaux rejetées, plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eaux rejetées est importante.

V.3.1 Estimation des débits usés domestiques :

Pour évaluer les débits d'eaux usées domestiques à évacuer, on considère que 80 % de la consommation moyenne journalière est rejetée par l'agglomération, en prenant la dotation moyenne journalière de 180l/j/hab comme donnée de base pour le calcul.

V.3.4 Estimation du débit moyen journalier rejeté :

Pour déterminer le débit moyen journalier rejeté, nous utilisons la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{Kr \times \text{dot} \times N}{86400}$$

Tel que :

- $Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen usée par l'agglomération (l/s).
- dot : La dotation fixée à 200 l/j/hab.
- N: Nombre d'habitant à l'horizon 2054.
- $\frac{1}{86400}$: Pour convertir de (l/j) en (l/s).
- Kr : C'est le coefficient de rejet estimé à 0,8 de la quantité d'eau potable consommée.

V.4 Estimation du débit de pointe :

Le débit rejeté par l'agglomération est variable durant la journée, la différence est due aux besoins et les habitudes des habitants. En tenant compte de cette variété, on détermine le débit de pointe qui représente le débit maximum journalier rejeté par l'agglomération.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

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

Tel que :

- Q_{pte} : le débit de pointe en l/s.
- K_p : le coefficient de pointe.
- $Q_{moy,j}$: le débit moyen journalier en l/s.

L'évaluation du coefficient de pointe K_p est faite en se basant sur la comparaison suivante :

$$\text{Si : } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \Rightarrow K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}}$$

Si : $Q_{moy,j} \leq 2,8 \text{ l/s}$ donc est pris directement $K_p = 3$

V.4.1 Estimation des débits d'eaux usées relatif aux habitants :

Le tableau V-1 représente le calcul effectué pour déterminer les débits moyens rejetés ainsi le débit de pointe relatif à chaque surface élémentaire :

Tableau V-1 : Débits d'eaux usées des de chaque surface élémentaire.

N°SB	Surface (ha)	Nombre d'habitants	Dotation (l/s/hab)	$Q_{moy,rej}$ (l/s)	K_p	Q_{eu} (l/s)
I	5,39	1080	180	1,80	3	5,4
II	3,19	725	180	1,21	3	3,625
III	2,14	486	180	0,81	3	2,43
IV	4,16	834	180	1,39	3	4,17
V	4,25	1022	180	1,70	3	5,11
VI	5,31	1064	180	1,77	3	5,32
VII	4,28	1030	180	1,72	3	5,15
VIII	4,9	1179	180	1,97	3	5,895
IX	8,56	1715	180	2,86	2,97	8,51
X	3,16	718	180	1,20	3	3,59
XI	5,31	1206	180	2,01	3	6,03
XII	5,35	1215	180	2,03	3	6,075
total	56	12 274	-	20,46	-	61,31

V.4.2 Estimation des eaux usées des équipements :

La détermination du débit usée total rejeté par les équipements de chaque surface élémentaire est basée sur l'évaluation des besoins moyens journaliers de chaque type d'usage.

- Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau V-2 :

Tableau V-2 : l'estimation des débits d'eaux usées rejetés par les équipements pour chaque surface élémentaire

N°SB	Les équipements	Unité de mesure	Quantité	Dotation	$Q_{moy,j}$ l/s	K_p	Q_{pte} l/s	Q_{total} l/s
I	placette	m ²	1071	5	0,0496	3	0,1488	0,1488
II	Mosquée	fidèle	180	15	0,0250	3	0,0750	0,1028
	Ecole coranique	Elève	100	10	0,0093	3	0,0278	
III	/	/	/	/	/	/	/	/
IV	2 placettes	m ²	3372	5	0,1561	3	0,4683	0,4683
V	Aire de jeux	m ²	750	10	0,0694	3	0,2083	0,2083
VI	Stade	m ²	7837,5	15	1,0885	3	3,2656	3,8939
	Centre de santé	m ²	1308	15	0,1817	3	0,5450	
	Ecole primaire	Elève	200	15	0,0278	3	0,0833	
VII	Ecole A.E KDRIOUECHE	Elève	300	20	0,0556	3	0,1667	0,1667
VIII	Mosquée	Fidèle	190	15	0,0264	3	0,0792	0,1217
	APC	Employé	20	10	0,0019	3	0,0056	
	PTT	m ²	133	10	0,0123	3	0,0369	
IX	Ecole primaire (6 classes)	Elève	180	15	0,0250	3	0,0750	1,721
	Sureté	Fonctionnaire	30	10	0,0028	3	0,0083	
	Polyclinique	malade	80	15	0,0111	3	0,0333	
	Placette	m ²	2358	5	0,1092		0,3275	
	Locaux emploi de jeunesse	m ²	1420	15	0,1972	3	0,5917	
	Auberge de jeunesse	m ²	752,03	20	0,1393	3	0,4178	
	Salle Omni sport	Personne	40	15	0,0056	3	0,0167	
	Garde communale	personne	30	10	0,0028	3	0,0083	
	Terrain matico	m ²	830	5	0,0384	3	0,1153	
Salle de soin	m ²	305	15	0,0424	3	0,1271		
X	Complexe sportif	m ²	10000	15	1,3889	3	4,1667	4,1667
XI	CEM	Elève	300	20	0,0556	3	0,1667	0,1667
XII	Lycée	Elève	350	20	0,0648	3	0,1944	0,1944
Total								11,359

La localité de Halloula possède plusieurs équipements éventuels, mais il est difficile d'estimer leurs débits moyens journaliers. Ainsi, on procède à une majoration du débit total des équipements jusqu'à 30% (Tableau V -3). Ayant la relation suivante :

$$Q'_{EQ} = 1,3 Q_{EQ}$$

Tel que :

- Q'_{EQ} : débit des équipements éventuels (l/s).
- Q_{EQ} : débits des eaux usées d'équipements.

Tableau V-3 : Débits totaux des équipements.

N°SB	Aire	Q _{EQ} (l/s)	Q' _{EQ} (l/s)
I	5,39	0,1488	0,19344
II	3,19	0,1028	0,13364
III	2,14	/	/
IV	4,16	0,4683	0,4683
V	4,25	0,2083	0,2083
VI	5,31	3,8939	3,8939
VII	4,28	0,1667	0,1667
VIII	4,9	0,1217	0,1217
IX	8,56	1,721	2,2373
X	3,16	4,1667	5,41671
XI	5,31	0,1667	0,21671
XII	5,35	0,1944	0,1944
Total	56	11,3593	13,2511

V.4.3 Calcul des débits usés domestiques total :

Les débits des eaux usées domestique sont évalués dans le tableau V-4

Tableau V-4 : Débits des eaux usées domestiques.

N°SB	Aire	Q _{eu} (l/s)	Q' _{EQ} (l/s)	Q _{eud} (l/s)
I	5,39	5,4	0,19344	5,59344
II	3,19	3,625	0,13364	3,75864
III	2,14	2,43	/	/
IV	4,16	4,17	0,4683	4,6383
V	4,25	5,11	0,2083	5,3183
VI	5,31	5,32	3,8939	9,2139
VII	4,28	5,15	0,1667	5,3167
VIII	4,9	5,895	0,1217	6,0167
IX	8,56	8,51	2,2373	10,7473
X	3,16	3,59	5,41671	9,00671
XI	5,31	6,03	0,21671	6,24671
XII	5,35	6,075	0,1944	6,2694
Total	56	61,31	13,2511	74,5611

V.4.4 Evaluation des débits d'infiltrations pour chaque surface élémentaire :

Il est essentiel d'évaluer les débits d'intrusion des eaux infiltrés par les écoulements hypodermiques vers les conduites d'assainissement à partir des joints mal confectionnés....

Vu que c'est difficile d'évaluer ces débits d'infiltrations, on utilise une approche de 0.15l/s/ha pour les déterminer comme s'est représenté dans le tableau V-5. En utilisant la formule suivante :

$$Q_{ECP} = K \times A_i$$

Tel que :

- $K = 0,15$ l/s/ha.
- A_i : l'air de chaque surface élémentaire.
- Q_{inf} : débit d'infiltration.

Tableau V-5 : évaluation des débits d'infiltrations

N°SB	Surface (ha)	K	Q_{ECP} (l/s)
I	5,39	0,15	0,8085
II	3,19	0,15	0,4785
III	2,14	0,15	0,321
IV	4,16	0,15	0,624
V	4,25	0,15	0,6375
VI	5,31	0,15	0,7965
VII	4,28	0,15	0,642
VIII	4,9	0,15	0,735
IX	8,56	0,15	1,284
X	3,16	0,15	0,474
XI	5,31	0,15	0,7965
XII	5,35	0,15	0,8025
Total	56 ha	-	8,4

V.4.5 Débits de temps sec (tableau V-6) :

Le débit de temps sec s'agit de débit des eaux usées domestique et des eaux claires parasites ayant la formule suivante :

$$Q_{ts} = Q_{eud} + Q_{EPC}$$

Tel que :

- Q_{ts} : débit usée en temps sec.
- Q_{eud} : débit des eaux usées domestique.
- Q_{EPC} : débit des eaux claires parasites.

Tableau V-6 : Débits totaux des eaux usées

N°SB	Aire	Q_{eud} (l/s)	Q_{ECP} (l/s)	Q_{TS} (l/s)	Q_{TS} (m^3/s)
I	5,39	5,59	0,8085	6,40	0,00640
II	3,19	3,75	0,4785	4,237	0,004237
III	2,14	/	0,321	2,751	0,002751
IV	4,16	4,63	0,624	5,262	0,005262
V	4,25	5,31	0,6375	5,955	0,005955
VI	5,31	9,21	0,7965	10,01	0,01001
VII	4,28	5,31	0,642	5,958	0,005958
VIII	4,9	6,01	0,735	6,75	0,00675
IX	8,56	10,74	1,284	12,03	0,01203
X	3,16	9,00	0,474	9,480	0,009480
XI	5,31	6,24	0,7965	7,04	0,00704
XII	5,35	6,26	0,8025	7,072	0,007072
Total	56	74,56	8,4	82,96	0,08296

V.5 Estimation des eaux pluviales

Le calcul de débit pluvial est basé sur l'hypothèse de la pluie la plus forte qui peut survenir dans une période de retour de 10 ans, autrement dit nous intéressons sur partie qui ruisselle lors de la chute de pluie.

Deux méthodes distinguées pour le calcul de débit pluvial :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle

V.5.1 Méthode rationnelle :

Cette méthode est d'abord conçue pour des zones restreintes, et elle offre de meilleurs résultats pour des surfaces remarquables. En effet, une estimation précise du coefficient de ruissellement (C_r) est essentielle, car le débit déterminé est directement proportionnel à l'intensité moyenne de ruissellement, ainsi qu'à la surface drainée.

La méthode rationnelle s'exprime par la relation suivante :

$$Q(l/s) = C_r \cdot I \cdot A$$

- $Q(l/s)$: Débit des eaux du ruissellement.
- C_r : Coefficient du ruissellement.
- I : Intensité moyenne maximale des précipitations l/s/ha
- A : Aire de la surface drainée.

Pour tenir de la répartition de l'intensité de pluie, la formule est effectuée d'un coefficient " α " qui tient compte, et la relation devient :

$$Q(l/s) = \alpha \cdot C_r \cdot I \cdot A$$

α : Coefficient réducteur de l'intensité de pluie, déterminé expérimentalement, qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de fortes intensités.

Il est déterminé en considérant une surface assimilé à un rectangle de longueur « x » et de largeur « y » drainer par un collecteur 1.2.3 (figure V-1). (La collecte GUERREE et GOMELLA,)

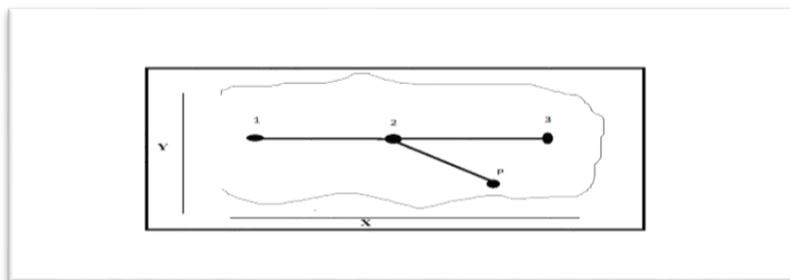


Figure V-1 : schéma de détermination du « α »

- Le point « P » se trouve en amont du collecteur (1-2).
- (P-2) est la distance de point 2 situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point P du bassin considéré (Tableau V-7).

Tableau V-7 : Variation du coefficient réducteur " α " en fonction de la distance

P-2 en m	200	400	600	800	1000	1200	1400
$y < \frac{x}{2}$	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
$y > \frac{x}{2}$	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75
P-2 en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$y < \frac{x}{2}$	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
$y > \frac{x}{2}$	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Source : GUERREE et GOMELLA

○ **Remarque**

- Si P-2 inférieur à 200, on considère α égal à 1.
- Si la longueur P-2 dépasse les 2800 m, faut ajouter un autre collecteur.

En appliquant cette méthode sur toutes les surfaces élémentaires de notre agglomération, les résultats sont représentés dans le tableau V-8

Tableau V-8: Valeurs du coefficient réducteur α pour chaque surface élémentaire.

N°SB	x	y	x/2	Comparaison	P-2	α
I	357,2	226,5	178,6	$y > x/2$	225,6	0,90
II	248,4	132,9	124,2	$y > x/2$	143,8	1
III	241,1	91,19	120,5	$y < x/2$	135,5	1
IV	287,2	204,3	143,6	$y > x/2$	182,9	1
V	262,9	169,6	131,4	$y > x/2$	156,3	1
VI	378,1	169,6	189,1	$y < x/2$	185,8	1
VII	243,7	218,1	121,8	$y > x/2$	139,3	1
VIII	270,7	187,7	135,3	$y > x/2$	219,7	0,90
IX	362,8	335,2	181,4	$y > x/2$	202,3	0,90
X	204,4	207,2	102,2	$y > x/2$	149,3	1
XI	248,5	207,2	124,2	$y > x/2$	208,8	0,90
XII	293,2	257,1	146,6	$y > x/2$	185,4	1

○ **Remarque**

Après avoir calculé le coefficient réducteur pour chaque surface élémentaire, les valeurs obtenues avoisinent 1 en raison de leur faible drainage. Afin de déterminer une valeur plus représentative pour l'ensemble de la surface d'agglomération, il convient d'appliquer la même méthode de calcul à une autre grandeur proportionnelle (voir tableau V-9).

Tableau V-9 : Valeurs du coefficient réducteur α pour toute la surface étudié

surface	x	y	x/2	Comparaison	P-2	α
56 ha	1201,54	906,72	600,77	$y < x/2$	766,667	0,81

V.5.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle :

Trois hypothèses essentielles fondent la méthode rationnelle :

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps T_c de la surface.

- Elle suppose des surfaces élémentaires remarquables ayant de préférence la même nature du sol.
- Le débit de pointe Q_p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « I » sur une durée égale au temps de concentration T_c de la surface drainée.

.a) Temps de concentration T_c :

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

- Le temps de concentration « T_c » se compose de 3 temps d'écoulement :
 - i. Le temps t_1 en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations de longueur " L " avec une vitesse " V ".

$$t_1 = \frac{L}{60V} \text{ [Min]}$$

- ii. Le temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage hydraulique, ce temps varie de 2 à 20 min.
- iii. Le temps t_3 c'est le ruissellement dans une surface de pente I en % ne comportant pas de canalisation.

$$t_3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}} \text{ [Min]}$$

Tel que :

- V : vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s).
- L_s : longueur du parcours superficiel (km).
- I : pente moyenne du chemin superficiel (%).

V.5.1.2 Critiques de la méthode rationnelle :

- La décomposition de l'aire d'étude totale en surfaces élémentaires est souvent approximative en raison de la complexité de déterminer la durée de ruissellement entre ces diverses aires et l'exutoire.
- Elle suppose que le coefficient de ruissellement est constant sur toute la surface et pendant la durée de l'averse et ce qui est loin de la réalité.
- Elle ne tient pas compte du stockage de l'eau sur la surface (elle ne prend pas en compte les infiltrations).

V.5.1.3 Limite de la méthode rationnelle :

Elle est utilisée pour des surfaces limitées (inférieures à 10 ha).

V.5.2 Méthode superficielle :

Appelée aussi méthode de **CAQUOT**. Ce modèle permet d'établir le bilan hydraulique du débit précipité sur la surface jusqu'à l'instant où l'on observe un débit de pointe Q_p à l'exutoire, généralement à peu près égal au temps de concentration t_c .

$$Q = 10. \alpha. Cr. H. A$$

Tel que :

- α : Coefficient d'abattement spatial $0 < \alpha < 1$, $\alpha = 1 - \varepsilon$
- ε : Coefficient d'ajustement statique.

- H : Hauteur d'eau précipité.

La formule générale de CAQUOT est donnée par l'expression

$$Q = K^u \cdot C_r^v \cdot I^w \cdot A^u$$

Tel que :

- Q : débit pluvial en m^3/s .
- K, u, v, w : Coefficients d'expression.
- C_r : coefficient du ruissellement.
- A : surface drainée (ha).
- I : pente moyenne du collecteur m/m de la surface drainée.

○ Remarque

La méthode superficielle prend en compte la forme de la surface à drainer par le coefficient d'allongement M.

Tel que :

$$Q_{\text{corrigé}} = m Q_{\text{calculé}}$$

- m : C'est coefficient d'influence donné par l'expression suivante :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^b$$

Tel que :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

- M : coefficient d'allongement caractérise la forme de la surface drainée.
- L : chemin le plus long suivant la plus grande pente hydraulique en (m).
- A : surface de bassin considéré (m^2).

V.5.2 Limites de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle :

- Coefficient du ruissellement : $0.2 < C_r < 1$.
- Coefficient d'allongement : $0.8 < M < 2$.
- La superficie : $A < 200 \text{ ha}$.
- La pente : $0.2 < I < 5\%$.

V.5.3 Choix de la méthode du calcul :

Après avoir considéré les caractéristiques de l'agglomération étudiée, telles que sa superficie, sa pente et le coefficient du ruissellement. Nous avons choisi d'adopter la méthode rationnelle.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau V-10.

Tableau V-10 : Evaluation des débits pluviaux

N°SB	α	C_{ri}	Surface (ha)	I(l/s/ha)	Q_{pluv} (l/s)
I	0,81	0,75	5,39	173,03	566,5738
II	0,81	0,85	3,19	173,03	380,0284
III	0,81	0,85	2,14	173,03	254,9407
IV	0,81	0,75	4,16	173,03	437,2814
V	0,81	0,9	4,25	173,03	536,0902
VI	0,81	0,75	5,31	173,03	558,1645
VII	0,81	0,9	4,28	173,03	539,8744
VIII	0,81	0,9	4,9	173,03	618,0805
IX	0,81	0,75	8,56	173,03	899,7906
X	0,81	0,85	3,16	173,03	376,4544
XI	0,81	0,85	5,31	173,03	632,5864
XII	0,81	0,85	5,35	173,03	637,3517
Total	-	-	56	-	6437,2169

V.6 Débits totaux :

Les débits totaux de chaque surface élémentaire sont égaux à la somme des débits pluviaux et les débits usés (tableau IV-11).

$$Q_{tot} = Q_{usé} + Q_{plu}$$

Tel que :

- Q_{tot} : Débit total (l/s).
- $Q_{usé}$: Débit usé domestique (l/s).
- Q_{plu} : Débit pluvial (l/s).

Tableau V-11 : Débits totaux à évacuer

N°SB	Q_{pluv} (l/s)	Q_{TS} (l/s)	Q_{tot} (l/s)	Q_{tot} (m ³ /s)
I	566,5738	6,4019	572,9757	0,5730
II	380,0284	4,2371	384,2655	0,3843
III	254,9407	2,751	257,6917	0,2577
IV	437,2814	5,262	442,5437	0,4425
V	536,0902	5,955	542,046	0,5420
VI	558,1645	10,010	568,1749	0,5682
VII	539,8744	5,9587	545,8331	0,5458
VIII	618,0805	6,7517	624,8322	0,6248
IX	899,7906	12,031	911,8219	0,9118
X	376,4544	9,4807	385,9351	0,3859
XI	632,5864	7,0432	639,6296	0,6396
XII	637,3517	7,0719	644,4236	0,6444
Total	6437,2169	82,961	6520,178	6,5202

- **Remarque**

Après avoir évalué les débits d'eaux usées et pluviales à l'horizon, nous revenons au chapitre II pour effectuer le calcul hydraulique au réseau existant. Les calculs sont représentés dans l'annexe III.

Conclusion :

Ayant achevé ce chapitre en déterminant la quantité d'eau à évacuer, comprenant à la fois les eaux usées et les eaux pluviales à l'horizon de 2054 et en prenant en considération le développement du tissu urbain et la croissance démographique.

Cette phase revêt une importance capitale dans notre étude car elle prépare le terrain pour le prochain chapitre : le calcul hydraulique et la conception dimensionnelle des conduites.

Chapitre V :
Dimensionnement du réseau
D'égout

Introduction :

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement, est complexe en raison de leur structure, constituée d'éléments divers (sections, débits et pentes...), ponctués de singularités (branchements, jonctions, et chutes ...). Les apports et les conditions d'écoulement, très changeant dans le temps, modifient continuellement le profil de la ligne d'eau et les capacités de transfert. Par conséquent, des calculs fondamentaux classiques doivent être effectués pour chaque tronçon hydraulique.

VI.1 Conception des réseaux d'évacuation des eaux usées et pluviales :

La structure des réseaux unitaires est caractérisée par des collecteurs principaux sur lesquels se branchent des canalisations secondaires tertiaires qui collectent les eaux ménagères (recueillies par les branchements des habitations), et les eaux de surface (pluviales et de lavage des chaussées), recueillies par des bouches d'égout.

Les collecteurs d'assainissement sont définis principalement, par leurs divers diamètres, longueurs des tronçons, pentes, et sens d'écoulement.

Une canalisation est raccordée à une autre par des regards. Ils doivent être installés sur les canalisations, aux points de chute, au changement de direction et de pente, ainsi qu'à tous les points de jonction. Les regards sont définis principalement par leur profondeur, côte du terrain et côte du radier.

VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

En général, le calcul des réseaux d'évacuation est élaboré en deux étapes :

- Le calcul des débits qui permettront de déterminer les caractéristiques dimensionnelles du réseau, en capacité d'évacuation, et en possibilité d'autocurage.
- Le calcul des sections d'ouvrage, en fonction de la pente.

VI.2.1 Répartition et calcul des débits sur les tronçons :

Après avoir évalué dans le chapitre précédent les débits totaux correspondant à chaque surface élémentaire pour un horizon de 30 ans. Le dimensionnement des collecteurs projetés sur notre agglomération se fait à partir de la répartition des débits de chaque surface élémentaire.

VI.2.2 Caractéristiques dimensionnelles du réseau :

Pour la détermination des caractéristiques des ouvrages, un mode de calcul à suivre et des conditions d'écoulement à respecter.

- **Mode de calcul :**

Le calcul hydraulique se fait pour tout le réseau selon des hypothèses :

- écoulement à surface libre et uniforme.
- Les canalisations d'égout sont dimensionnées avec le débit total. Le débit à pleine section permet de déterminer les paramètres hydrauliques.

○ **Conditions d'écoulement :**

L'écoulement étant à surface libre, il est tributaire de la pente. Dans le cas de notre mémoire, le terrain est dans sa totalité de nature accidentée, ce qui pourrait nécessiter l'implantation d'ouvrages spéciaux.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation en système unitaire les conditions d'autocurage sont vérifiées pour le 1/10 et ou 1/100 du débit à pleine section. Cette condition est assurée si la vitesse minimale obtenue est de l'ordre de 0,6 m/s pour un débit minimal de 1/10 du débit à pleine section et une vitesse minimale de 0,3 m/s si ce dernier est de l'ordre de 1/100 du même débit

Dans les cas particuliers où ces conditions ne peuvent pas être assurées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

Des vitesses d'écoulement élevées peuvent causer l'érosion des conduites, la défaillance des joints, voir même changer les conditions d'écoulement imposées. Pour cela il est crucial d'imposer des limites pour les grandes vitesses afin de garantir la longévité et la fiabilité de notre système.

VI.3 Calcul des sections des ouvrages :

La détermination des sections des ouvrages résulte de l'application des formules hydrauliques

- Le débit est donné par la formule de continuité :

$$Q = V \times S_m$$

Tel que :

- Q : Débit d'écoulement en (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
- S_m : Section mouillée m².

La vitesse peut être déterminée par différentes formules dont :

1- Formule de CHEZY :

$$V = C\sqrt{R \cdot I}$$

Tel que

- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
 - C : Coefficient de Chézy, donné par la relation suivante
- $$C = \frac{K}{1} \times R_h^{\frac{2}{3}}$$
- K : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.
- R_h : Rayon hydraulique (rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillée) en mètre.
 - I : Pente motrice de l'écoulement en m/m.

2- Formule de Manning-Strickler :

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

- K_s: coefficient de rugosité de Manning- Strickler, variable selon la nature de la paroi du réseau (le tableau V-1).

Tableau VI-1 : coefficients de rugosité en fonction de la nature de la paroi.

Nature de la paroi	Ks
Fossé à paroi en herbe	30
Fossé à paroi en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre-ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	90 à 100

Pour notre projet, les conduites en béton (CAO) sont retenues pour les diamètres supérieurs à 600 mm et celles en PVC pour les diamètres inférieurs à 600 mm.

3- Diamètre calculé :

$$D_{\text{cal}} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

- Q_t : débit total en m³/s égal à la somme des débits pluvial et usé.

4- Débit à pleine section :

$$Q_{\text{ps}} \text{ (m}^3\text{/s)} = V_{\text{ps}} * \frac{\pi * (D_{\text{nor}})^2}{4}$$

- V_{ps} : Vitesse à pleine section en m/s

$$V_{\text{ps}} \text{ (m/s)} = K_s \cdot \left(\frac{D_{\text{nor}}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

5- Rapport des débits :

$$r_q = \frac{Q}{Q_{\text{ps}}}$$

6- Hauteur de remplissage :

$$H = D_n * r_h$$

- **Remarque** : les résultats du calcul hydraulique sont représentés dans l'annexe IV

VI.4 Présentation du schéma directeur :

Notre agglomération sera rénovée par un nouveau réseau unitaire suivant un schéma par zones étagées vu la topographie accidentelle du site.

Le réseau est composé de trois collecteurs principaux et d'un intercepteur qui collectent les eaux pluviales de toutes les surfaces élémentaires suivant le chemin hydraulique le plus long, des canalisations secondaires de diamètre $\Phi 300$ à $\Phi 400$ sont branchées à chaque collecteur principal en prenant des chemins transversaux par rapport à ce dernier, dans l'objectif de diminuer la pente et minimiser la mise en charge des conduites.

En allant de l'amont vers l'aval, le diamètre augmente proportionnellement avec les débits collectés, de $\Phi 300$, $\Phi 400$, $\Phi 500$ en PVC pour la partie haute du P.O.S et le centre de l'agglomération, jusqu'à $\Phi 800$ $\Phi 1000$ et $\Phi 1200$ en CAO pour les derniers tronçons qui unifient l'ensemble des canalisations.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le calcul hydraulique à savoir le dimensionnement des collecteurs d'évacuations projeté, d'après les résultats obtenus, les diamètres des tronçons sont compris entre 315 mm à 1500 mm ayant des vitesses d'autocurage admissibles.

Chapitre VII :
Éléments constitutifs et les
ouvrages annexes du réseau
d'égout

Introduction

L'infrastructure d'un réseau d'égout est composée principalement de plusieurs éléments qui assurent l'étanchéité et la durabilité du système d'assainissement.

Ce chapitre vise à étudier les ouvrages principaux tels que les collecteurs qui interceptent et transportent les eaux pluviales et les eaux usées vers le milieu récepteur, et les ouvrages annexes qui facilitent l'exploitation, la maintenance et la vérification du bon fonctionnement des réseaux d'assainissement.

VII.1 Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux du réseau d'égout sont les structures d'évacuation des eaux vers le point de rejet, ils comprennent les conduites équipées de joints spéciaux pour garantir l'étanchéité et prévenir les infiltrations ou les fuites.

VII.1.1 Canalisations

Les canalisations sont définies comme des éléments essentiels d'un réseau d'égout, en assainissement, il existe deux formes de conduite, la forme circulaire caractérisée par un diamètre intérieur en millimètre, la forme ovoïde préfabriquée caractérisée par une hauteur en centimètre. Les conduites doivent être fabriquées à partir des matériaux durables et étanches, capable de résister à la corrosion, aux charges mécaniques, à la variation de température, on distingue des conduites en :

- Polychlorure de vinyle non plastifié(PVC).
- Métalliques.
- Grès.
- Amiante ciment.
- Béton armé et non armé.

VII.1.2 Choix du type de canalisation

Le choix du matériau dépendra des conditions spécifiques

- La nature du sol traversé.
 - La topographie du site.
 - Le diamètre.
 - Les caractéristiques des effluents transportés.
 - Les charges extérieures au-dessus de remblais.
 - Le cout de projet.
- pour notre étude, nous optons pour des conduites en PVC ayant pour les diamètres allant de 315mm à 630mm, en béton armé de classe 135A pour les diamètres supérieurs à 630mm.

VII.2 Joints des canalisations en béton armé

Le choix des assemblages dépend de la qualité des joints, en tenant compte de la nature du sol, les caractéristiques des tuyaux. Pour les tuyaux en béton armé, les joints sont réalisés par bourrage en mortier du ciment, par emboîtement ou demi-emboîtement.

VII.3 Ouvrages annexes

Ces ouvrages comprennent :

- Les branchements.
- Les bouches d'égout.
- Les regards.
- Les déversoirs d'orage.

VII.3.1 Branchements

Les branchements de services se sont des conduites de 200 à 250mm qui collectent les eaux usées des propriétés individuelles au réseau d'assainissement principal

La précaution principale à prendre en compte lors de la conception des branchements de service est de s'assurer que leur diamètre est inférieur d'environ 7/10 au diamètre de la canalisation du réseau public.

Pour favoriser l'écoulement avec rinçage interne de la conduite, il est préférable de respecter une pente de 3% sur le tracé de la conduite, et une inclinaison de 60° lors de raccordement pour ne pas perturber l'écoulement.

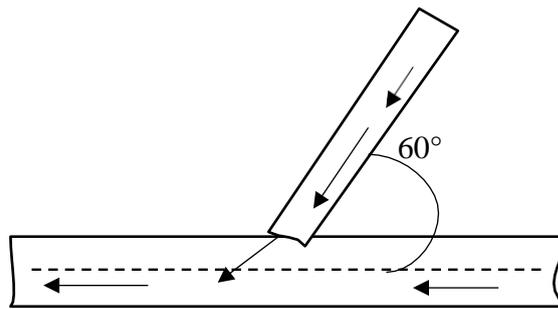


Figure VII-1 : Branchement de service avec inclinaison

VII.3.2 Bouches d'égout

La bouche d'égout est élément indispensable dans un système d'assainissement car elle joue un rôle crucial dans l'absorption des eaux superficielles, elle recueille les eaux pluviales ruisselées et les eaux de lavage des trottoirs.

Les bouches d'égout sont généralement espacées d'environ 50 mètres.

Pour notre cas, nous optons pour des bouches d'égout transversales car le terrain est accidenté.

VII.3.3 Ouvrages d'accès au réseau (Regards)

Les regards sont des points d'accès pour assurer le service et le bon fonctionnement des réseaux d'égout. Ils servent également à l'aération des canaux, ils facilitent la gestion du réseau.

○ **Emplacement des regards**

L'emplacement et la distance entre les regards varient selon la topographie du site et la nature des ouvrages, il est installé dans une canalisation :

- Aux points de changement de direction : pour permettre l'accès aux virages et permettre aux sédiments de s'accumuler.
- Aux changements de pente.
- A tous point de jonction.
- Aux points de chutes

La distance entre deux regards est de 30 à 40 mètres dans les zones à relief accidenté allant jusqu'à 80 mètres dans les terrains plats à vocation domestique.

○ **Type des regards**

Selon le rôle et l'emplacement, nous distinguons plusieurs types de regards :

- Latéral : pour les conduites à grande dimensions.
- De chute : pour diminuer la pente de radier dans les terrains accidentés.
- Double : utilisé uniquement dans les systèmes séparatifs.
- Toboggan : pour minimiser la mise en charge et éviter la variation des courbes de remous.

Dimensionnement des ouvrages constitutifs de notre réseau :

Notre réseau est constitué essentiellement de regards de visites qui permettent l'accessibilité des personnels de maintenance afin de vérifier le bon fonctionnement du système et accéder pour les travaux d'entretien et de débouage et assurer l'aération des collecteurs.

- Des regards de jonction aux points d'unification entre plusieurs collecteurs.
- Des regards de chute dans le cas de pentes élevées vu la topographie accidentelle de notre site.

- **Remarque** : la vitesse d'écoulement à travers les regards de chute est élevée, ce qui peut exercer une force érosive considérable sur les parois et le fond des regards. Il est recommandé d'installer des déflecteurs.

Le déflecteur est un dispositif crucial conçu pour réduire la vitesse d'écoulement, en déviant le flux d'eau, ils dissipent l'énergie cinétique et diminuent l'impact direct de l'eau sur les parois et le fond du regard, c'est une mesure essentielle pour la réduction d'érosion et la corrosion chimique en niveau des regards.

- le collecteur principal A est composé de 48 regards dont 24 regards sont des regards de chute, leurs dimensions sont résumées dans le tableau VII-1

Tableau VII-1: les dimensions des regards

regards	Cram(m)	Φ	Dimensions des regards (m)
RG2	119,678	315	1,1×1,1
RG4	116,167	315	1,1×1,1
RG6	114,506	315	1,1×1,1
RG7	112,906	315	1,1×1,1
RG8	111,704	400	1,1×1,1
RG9	109,724	400	1,1×1,1
RG12	105,837	400	1,1×1,1
RG14	102,462	500	1,2×1,2
RG18	98,920	500	1,2×1,2
RG19	97,309	500	1,2×1,2
RG20	96,603	500	1,2×1,2
RG21	95,739	500	1,2×1,2
RG26	89,907	500	1,2×1,2
RG28	88,787	630	1,2×1,2
RG30	85,404	500	1,2×1,2
RG32	81,746	630	1,2×1,2
RG33	80,214	630	1,2×1,2
RG34	77,987	630	1,2×1,2
RG36	74,651	630	1,2×1,2
RG38	71,897	800	1,6×1,6
RG41	69,439	800	1,6×1,6
RG43	66,420	630	1,2×1,2
RG89	62,615	800	1,6×1,6
RG90	56,374	800	1,6×1,6

Ouvrages spéciaux :

VII.1.1 Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un dispositif hydraulique qui gère les excès des eaux collectées lors de fortes précipitations, il fonctionne en évacuant les pointes excédentaires vers des zones de stockage ou vers le milieu naturel de manière à décharger le réseau aval.

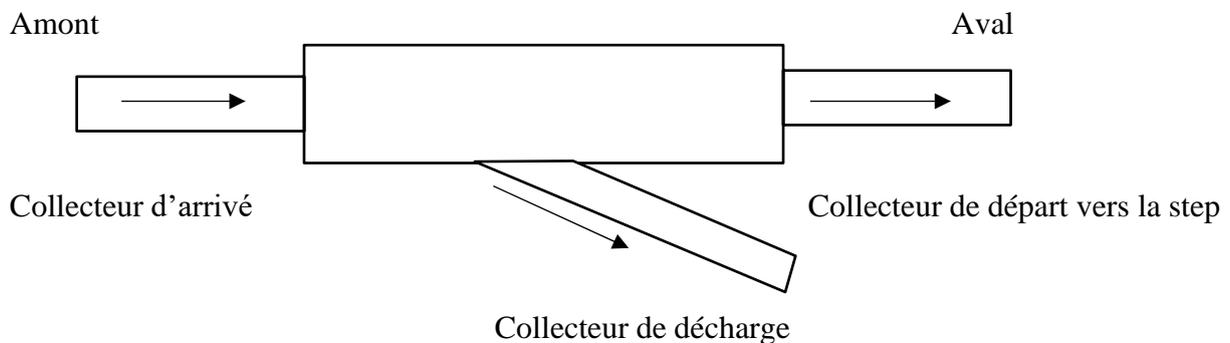


Figure VII-2 : Schéma type d'un DVO

VII.1.2 Types de déversoirs :

Selon le rôle et l'emplacement, on distingue :

- Déversoir à seuil déversant frontal : L'eau s'écoule par-dessus d'un seuil haut placé à l'avant du dispositif, ce qui permet de briser l'énergie cinétique lorsque le régime d'écoulement est torrentielle.
- Déversoir à seuil latéral : un déversoir latéral permet à l'eau de déborder sur le côté d'un canal ou d'une conduite. Cette configuration permet d'étendre le seuil pour gérer de plus grands volumes d'eau tout en minimisant l'espace nécessaire.

Quel que soit le type de déversoir utilisé, il doit assurer

- l'évacuation des eaux par temps sec sans surverse et sans ramons.
- Surverse du flux excédentaire sans surcharge du réseau aval.
- Assurer le partage de débit polluant entre milieu naturel et le collecteur aval.

VII.1.3 Choix et emplacement des déversoirs d'orage

L'emplacement et le type des DVO à choisir sont basés sur plusieurs fonctions essentielles :

- Les conditions hydrauliques.
- La topographie du site.
- L'endroit de la step et l'exutoire.

Nous optons pour un déversoir latéral et conduite aval étranglée

VII.1.4 Dimensionnement de déversoir d'orage :

Nous optons pour un déversoir latéral pour ne pas trop charger la conduite de raccordement qui passe vers la ville de Attatba, donc nous allons décharger le surplus des eaux pluviales vers le milieu naturel (chaaba halloula), et effectuer une dilution triaire aux eaux usées en temps sec avant les accordés à la conduite par une conduite étranglée de longueur 4mètres (voir figure VII-2).

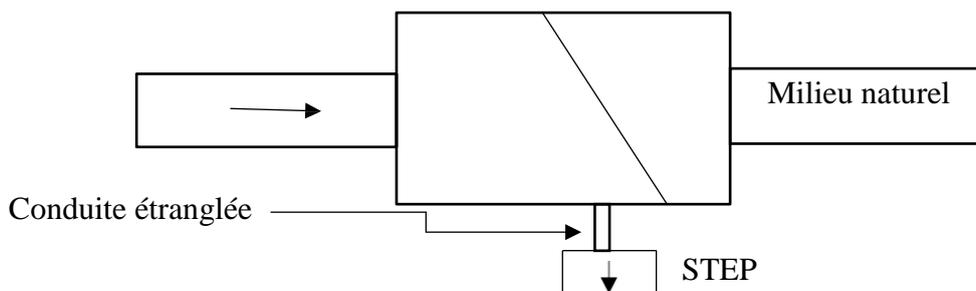


Figure VII-3 : Schéma descriptif d'un DVO latéral à seuil bas

Les étapes à suivre pour dimensionner le DVO :

- Calcul du débit critique.
- Calcul du débit de la step après la dilution.
- Déduire le débit déversé :

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step}$$

- Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir.
- Choisir le type du déversoir à adopter.
- Déduire la largeur du seuil « L » en se basant sur la formule suivante :

$$Q_{dév} = mLh_{dév}\sqrt{2gh_{dév}}$$

- $Q_{dév}$: Débit déversé vers le milieu naturel.

Les caractéristiques du seuil :

- m : Coefficient du débit.
- L : Largeur de déversoir.
- $h_{dév}$: Hauteur de seuil.

Données de base pour le calcul :

- Diamètre d'entrée : 1500mm.
- Débit total : 6520,178 l/s.
- Débit par temps sec : 82,96 l/s.
- Débit en pleine section : 8,43 m³/s.

1- Calcul du débit critique :

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

- Q_{cr} : le débit de dimensionnement des ouvrages.
- Q_t : le débit total de l'agglomération.
- $\left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$: le coefficient de retardement

$$z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

Tel que :

- t_c : le temps de concentration (chapitre V).

$$\begin{aligned} t_c &= t_1 + t_2 \\ t_c &= \frac{L}{60 \times V} + 15 \\ t_c &= \frac{40,23}{60 \times 5,26} + 15 = 15,13 \text{ min} \end{aligned}$$

On a : $Q_t = 6520,178$

Alors :

$$\begin{aligned} Q_{cr} &= 6520,178 \times \left(1 - \frac{15,13}{100}\right) \\ Q_{cr} &= 5533,68 \text{ l/s} \end{aligned}$$

2- Détermination du débit de la step :

En effectuant une dilution de 3 : $Q_{step} = Q_{pte} \times 3$

$$Q_{step} = 0,08296 \times 3 = 0,248 \text{ m}^3/\text{s}$$

2- Le débit déversé : $Q_{dév} = 5,534 - 0,248 = 5,29 \text{ m}^3/\text{s}$

3- $R_q = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = \frac{0,248}{9,24} = 0,027 \Rightarrow$ d'après l'abaque (voir Annexe V) $R_h = 0,113$

On sait que $R_h = \frac{H_{step}}{D}$ donc $H_{step} = R_h \times D = 1500 \times 0,113 = 169,5\text{mm}$

La valeur trouvée est trop petite et non réalisable, donc nous optons pour un seuil de 200 mm.
Le calcul inverse :

$$R_h = \frac{H_{\text{step}}}{D} = \frac{200}{1500} = 0,13$$

D'après l'abaque $R_q = 0,037$ donc $Q_{\text{step}} = 0,037 \times 8,43 = 0,31191 \text{ m}^3/\text{s}$

Alors : $Q_{\text{dév}} = 5,534 - 0,31191 = 5,22 \text{ m}^3/\text{s}$

4- La hauteur déversée :

$$R_{Q_{\text{cri}}} = \frac{Q_{\text{cri}}}{Q_{\text{ps}}} = \frac{5,534}{9,24} = 0,59$$

D'après l'abaque : $R_{h_{\text{cri}}} = 0,548 \Rightarrow H_{\text{cri}} = 0,548 \times 1500 = 822\text{mm}$

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{cri}} - H_{\text{step}} = 822 - 200 = 622\text{mm}$$

- Calcul de la largeur « L » de seuil déversant :

$$L = \frac{2}{3} \times \frac{Q_{\text{dév}}}{m \sqrt{2g} h_{\text{dév}}^{\frac{3}{2}}} = \frac{2}{3} \times \frac{5,22}{m \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,622^2}} = \mathbf{2,66 \text{ m}}$$

$$m = 0,6$$

Conclusion :

Ce chapitre a décrit les divers éléments et ouvrages constitutifs du réseau d'égout. Pour notre réseau, nous avons opté pour des canalisations en béton armé afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation. Nous avons également implanté des regards, principalement utilisés pour la jonction et la diminution de la pente. Enfin, nous avons installé un déversoir d'orage de type latéral, destiné à évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu naturel.

Chapitre VIII :
Organisation du chantier et
sécurité de travail

Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement, comme tous les projets de chantier, est soumise à un ensemble de lois et de régulations. Pour garantir une réalisation optimale, il est essentiel de suivre les règles d'organisation spécifiques aux chantiers. Parmi les méthodes les plus utilisées pour la gestion de tels projets, nous trouvons, La méthode CPM (Critical Path Method) qui optimise ces projets en réduisant les coûts, les délais, et en augmentant le rendement du travail. Cette méthode consiste à établir un réseau des tâches du projet, en identifiant les dépendances et en calculant les temps au plus tôt et au plus tard pour chaque tâche. Le chemin critique ainsi déterminé permet de se concentrer sur les tâches cruciales qui influencent directement la durée totale du projet, assurant ainsi une gestion efficace et proactive.

VIII1. Etude préliminaire des infrastructures souterraines en voirie

Le sous-sol des voiries abrite divers réseaux : assainissement existante, alimentation en eau potable, électricité, gaz, télécommunication.

Avant de détruire le revêtement des chaussées et de poser de nouvelles conduites, il est obligatoire de réaliser une étude détaillée de l'encombrement du sous-sol pour éviter d'endommager les autres infrastructures.

VIII2. Exécution des travaux

L'exécution des travaux nécessite une planification minutieuse et une coordination précise pour assurer la sécurité et l'efficacité des interventions.

Pour la pose canalisation, les principales étapes à exécuter :

1. Vérification de la manutention des conduites.
2. Décapage de la couche du goudron.
3. Emplacement des jalons.
4. Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards.
5. Aménagement du lit de sable.
6. Mise en place des conduites.
7. Assemblage des tuyaux.
8. Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
9. Construction des ouvrages hydrauliques.
10. Remblaiement des tranchées.

VIII.2.1 Vérification de la manutention des conduites

La vérification des canalisations inclut l'inspection visuelle pour vérifier

- L'aspect et le contrôle de leurs conformités.
- Le marquage en cas de défaut.
- Les quantités installées.

Les conduites doivent être installées avec précaution dans le fond des tranchées ou sur le sol, et ne doivent en aucun cas être roulées sauf sur des chemins de roulement prévus à cet effet.

VIII.2.2 Décapage de la couche végétale

Le décapage de la terre végétale désigne le processus d'enlèvement de la couche superficielle du sol, réalisé à l'aide de différentes machines adaptées à cette tâche, telles que des bulldozers, des niveleuses, ces machines sont choisies selon la taille et la nature d terrain à traiter.

Le volume de la terre à décapée est donné par la formule :

$$V (m^3) = b \times H \times L$$

Tel que :

- b (m) : largeur de la couche végétale.
- H (m) : Epaisseur de la terre végétale.
- L (m) : longueur totale de la tranchée.

VII.2.3 Piquetage

Les jalons doivent être placés à chaque :

- Changement de direction et pente.
- Niveau de branchement.
- Point de jonction des canalisations.
- Emplacement des regards.

VII.2.4 Excavation des tranchés et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées sont réalisés de manière mécanique, en respectant les pentes des conduites. Il est crucial de veiller à ce que la conduite d'assainissement soit située à une profondeur inférieure à celle de la conduite d'eau potable (distancier de 0,3 au minimum), afin de prévenir toute contamination de l'eau potable en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée doit généralement être creusée de manière à laisser un espace libre entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée.

- Profondeur de la tranchée est donnée par la relation :

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

Tel que :

- e : Epaisseur du lit de sable en (m).
- h : Hauteur de remblais en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

- Largeur de la tranchée est donnée par la relation :

$$B = D + 2C$$

- C : Espacement de la paroi de la tranchée et de la conduite (C= 0,3m).
- B : Largeur de la fouille en (m).

VIII.2.5 Aménagement du lit de pose

Le lit de pose de sable pour les conduites doit avoir une épaisseur d'au moins 10 cm (voir figure VIII-1), et être parfaitement nivelé selon les côtes du profil en long, il doit être constitué de :

- sable ou de gravier pour les terrains ordinaires.
- La pierre cassée pour les terrains rocheux.
- Si le terrain est peu consistant, le fond des tranchées devra être consolidé. Chaque tuyau sera alors posé sur deux briques placées au fond, et les vides devront être comblés avec du sable. En ce qui concerne les tranchées de la canalisation, elles doivent être creusées à une profondeur suffisante pour éviter toute interconnexion avec les autres conduites.

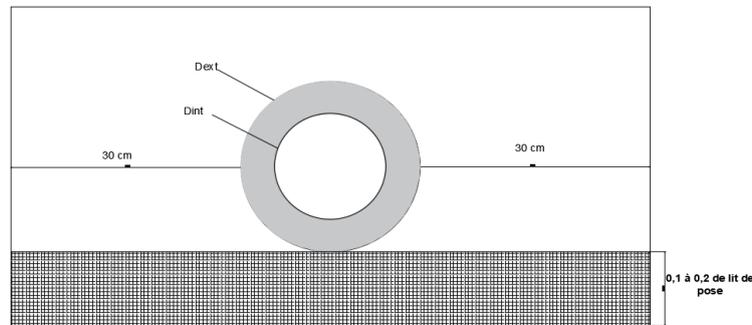


Figure VIII-1 : Aménagement du lit de pose

VIII.2.6 Mise en place des conduites

Il est nécessaire de suivre certaines règles de bonne pratique

- En sol rocheux : Approfondir la tranchée de 15 à 20 cm et créer un lit de pose bien damé avec des matériaux fins, ou poser les conduites sur un lit de mortier fluant.
- En sols mouvants, marécageux ou organiques : Prévoir un support en béton, éventuellement sur pieux, ou remplacer le sol insuffisamment porteur.
- En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler : Créer un support avec des matériaux pulvérulents pour assurer un bon drainage.
- Fond de fouille rectiligne : Assurer que les tuyaux reposent sur toute leur longueur sur un fond bien rectiligne.
- Tuyaux à emboîtement par collet extérieur : Creuser le fond de fouille pour que les collets ne touchent pas le sol.
- Poser sur des fouilles sèches : Toujours placer les tuyaux sur des fouilles sèches.
- Éliminer les points durs : Retirer toutes les pierres, crêtes rocheuses et vieilles maçonneries du fond de la fouille.

VIII.2.7 Assemblage des conduites

Pour notre projet, les conduites utilisées sont de forme circulaire, leur jointure est effectuée à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VIII.2.8 Essais d'étanchéité sur les canalisations et joints

L'épreuve de joint permet de détecter les fuites d'eau pour les conduites du diamètre inférieur à 500mm.

- Lors de l'essai à l'eau, les conduites seront obturées aux deux extrémités, avec des robinets à l'extrémité basse pour le remplissage et un autre pour récupérer l'eau d'essai en vue de sa réutilisation.

- L'épreuve consiste en un remplissage complet du tronçon, sans diminution du niveau d'eau. La pression d'essai est maintenue à 1 bar pendant 30 minutes.
- Pour les grands diamètres (supérieurs à 500 mm), de l'air est utilisé et la variation de pression est mesurée. Cette variation ne doit pas dépasser 0,1 à 0,2 bars.

VIII.2.9 Construction des ouvrages hydrauliques :

○ **Regards**

Leurs construction se fait en étapes :

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

○ **Boîtes de branchement :**

Les boîtes de branchement doivent être constituées de grilles, branchées avec le réseau public par des conduites bien rectilignes de diamètre inférieur à celle de la canalisation principale, inclinées de 60° et de pente égale à 3% pour éviter la mise en charge et le retour d'eau.

VIII.2.10 Remblaiement des tranchées :

1- Remblaiement de l'enrobage :

Le remblai est en contact direct avec la canalisation, constituant de sable ou de gravier contenant moins de 12% de matières fines, il doit être déposé jusqu'à une hauteur de 15cm au-dessus de la canalisation.

2- Couverture :

Le remblaiement de la tranchée est réalisé en retirant d'abord les éléments ayant un diamètre supérieur à 100mm, les débris végétaux ou les animaux. Il est préférable d'utiliser des matériaux contenant moins de 30% d'éléments de plus de 20mm, il est également conseillé d'éliminer les argiles et les limons dont la teneur en eau s'éloignent de la valeur optimale déterminée par l'essai Proctor modifié.

Ce remblaiement doit être effectué par couches successives de 30cm d'épaisseur maximum, chaque couche devant être compactée avant la suivante.

VIII.3. Choix des engins de terrassement

Pour une meilleure rentabilité des travaux lors de la réalisation de notre projet, une pelle équipée en rétro est un bon choix pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards.

○ Les engins de chargement :

- Les chargeuses.

- Les pelles hydrauliques et mécaniques.
- Les engins de transport :
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les motos basculeurs.
- Les engins de mise en place des matériaux :
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs et les finisseurs.

VIII4. Détermination des différents volumes de terrassement :

- 1- Volume du décapage de la terre végétale :

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

Tel que

- $V_{\text{déc}}$: Volume de décapage en (m³).
- H_{cv} : hauteur de la couche végétale (0,1m)
- L : longueur totale de la tranchée en (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale en (m).

- 2- Volume du déblai des tranchées :

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

Tel que :

- V_d : volume du déblai en (m³).
- B : Largeur de la tranchée en (m).
- L : Longueur de la tranchée en (m).

- 3- volume occupé par le lit de sable :

$$V_s = L \times B \times e$$

Tel que :

- V_s : Volume de sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche sableuse en (m).

- 4- volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{con}} = \frac{\pi \times D_{\text{ext}}^2}{4} \times L$$

- V_{con} : Volume occupé par la conduite en (m³).
- D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite en (mm).

- 5- Volume d'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B$$

Tel que :

- V_e : Volume d'enrobage en (m³).
- H_e : Hauteur d'enrobage en (m).

6- Volume du remblai de protection

$$V_{\text{rem}} = V_d - V_{\text{cond}} - V_{\text{déc}} - V_s$$

Tel que :

- V_{rem} : Volume du remblai en (m³).

7- Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}}$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume excédentaire en (m³).
- V_f : volume du sol foisonné donné par la relation

$$V_f = V_{\text{exc}} \times K_f$$

Tel que :

- K_f : coefficient du foisonnement qui dépend de la nature du sol (voir tableau VIII-1).

Tableau VIII-1 : Coefficients du foisonnement

Type de sol	K_f
Sables, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
Argiles	1.25-1.30

Source : Métré de terrassement, cours génie civil

Pour notre calcul, nous prenons $K_f = 1,25$

Les calculs sont résumés dans le tableau VII-2

Tableau VIII-2 : Résultats des volumes calculés

$V_{\text{déc}}$	V_d	V_s	V_{cond}	V_{rem}	V_{exc}
733,89	17531,53	1467,79	1668,98	13660,87	8253,54

VIII5. Cout de projet

Le calcul de devis estimatif et quantitatif est très important pour la réalisation d'un projet d'assainissement, il nous permet de tirer les quantités et les prix de toutes les opérations à effectuer sur le terrain et déduire le montant total de projet (Tableau VIII-3).

Les opérations effectuées sur terrain :

- Décapage de la couche végétale.
- Exécution des tranchées.
- Fourniture et la pose du lit de sable.
- Pose des conduites PVC et CAO.
- Construction des regards.
- Remblaiement de la tranchée.
- Transport de déblai excédentaire.

Tableau VIII-3 : Devis estimatif et quantitatif des travaux

Désignation des travaux	U	Quantité	prix unitaire (DA)	montant(DA)
Travaux de terrassement				
Décapage de la terre végétale	m ³	733,8	500,00	366 946,66
Déblai de tranchée pour une profondeur h = 1 à 4m	m ³	17531,52	240,00	4 207 566,63
pose lit de sable, e=0,2 m	m ³	1467,79	1 200,00	1 761 343,97
Remblai compacté de la tranchée	m ³	13660,89	200,00	2 732 173,73
Evacuation des déblais Excédentaires vers la décharge publique	ml	8253,54	300,00	2 476 062,26
Grillage avertisseur	ml	6576,08	65,00	427 445, 33
Canalisation en PVC (PN 06)				
φ315	ml	2496,51	3 800,00	9 486 757,00
φ 400	ml	991,99	4 500,00	4 463 986,50
φ 500	ml	809,59	6 000,00	4 857 564,00
φ 630	ml	775,91	8 000,00	6 207 304,00
canalisation en CAO (BA 135 A)				
φ 800	ml	999,66	12 000,00	11 995 956,00
φ1000	ml	154,74	18 000,00	2 785 356,00
φ1200	ml	230,79	22 000,00	5 077 424,00
φ1500	ml	26,61	18 000,00	11 995 956,00
Génie civil				
Exécution de regard en béton avec trompons en fonte				
Exécution des regards en BA, y compris toute sujétion de bonne exécution, avec tampon en fonte série lourde, h= 1 à 4m	U	176	65 000,00	11 440 000,00
Exécutions des bouches d'égout	U	131	7 000,00	917 000,00
Exécution de DVO en béton armé	U	1	90 000,00	90 000,00
Totaux			Total (HT)	69 771 866,08
			T.V.A (19%)	13 256 654,55
			Total T.T.C	83 028 520,63

Le cout de notre projet est **quatre-vingt-trois millions vingt-huit mille cinq cent vingt et soixante –trois centimes.**

VIII.6. Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter :

1. Piquetage.
2. Décapage de la couche du goudron.
3. Emplacement des jalons.
4. Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards.
5. Aménagement du lit de sable.

6. Construction des regards
7. Mise en place des conduites.
8. Assemblage des tuyaux.
9. Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
10. Construction des ouvrages hydrauliques.
11. Remblaiement des tranchées.
12. Finition des travaux.

VIII.7 Les différentes opérations avec leurs durée

Le tableau VIII-4 représente les opérations et leurs délais de réalisation

Tableau VIII -4 : les différentes opérations avec leurs délais

Désignation d'Opérations	Code	Durée (jours)
Piquetage	A	25
Décapage de la couche végétale ou du godron	B	15
Exécution des tranchées et des fouilles	C	40
Aménagement du lit de pose	D	25
Construction des regards	E	70
Mise en place des conduites	F	30
Assemblage des tuyaux	G	15
Essais d'étanchéité	H	20
Construction des ouvrages	I	10
Remblaiement	J	20
Travaux de finition	K	25

Détermination des délais (voir tableau VIII-5) :

Tableau VIII-5 : détermination des délais

Opération	Tr	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	25	0	25	0	25	0
B	15	25	40	25	40	0
C	40	40	80	40	80	0
D	25	80	105	80	105	0
E	70	80	150	105	175	25
F	30	150	180	175	205	25
G	15	180	195	205	220	25
H	20	180	200	200	220	20
I	10	220	230	220	230	0
J	20	230	250	230	250	0
K	25	250	275	250	275	0

Avec :

TR : temps de réalisation du projet.

DCP : date de commencement au plus tôt des travaux.

DFP : date de finissement au plus tôt des travaux.

DCPP : date de commencement au plus tard des travaux.

DFPP : date de finissement au plus tard des travaux

MT : marge totale de l'exécution du projet.

Le chemin critique est : A-B-C-D-I-J-K avec un temps de réalisation égal à : $\sum Tr = 160$ jours

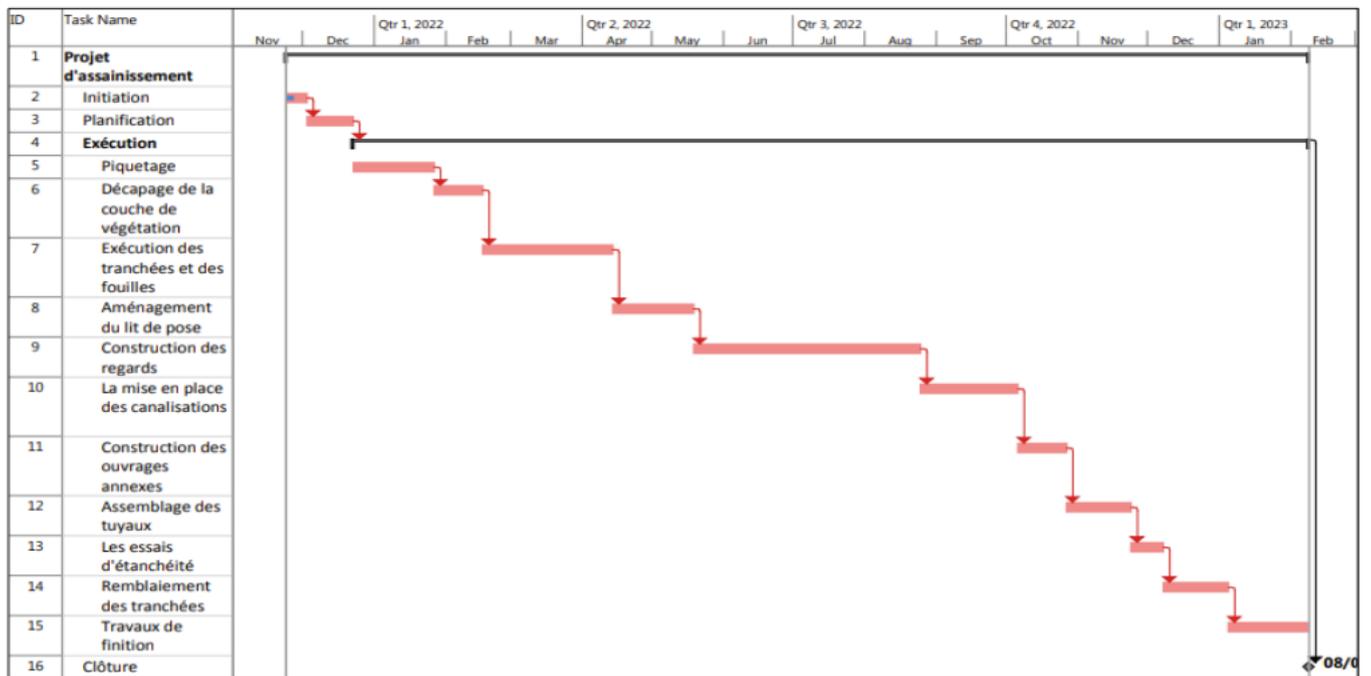


Figure VIII-2 : diagramme de GANTT

Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet ainsi que la planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

Conclusion générale

Tout au long de notre étude, nous avons mis en évidence les divers problèmes liés au fonctionnement du réseau d'assainissement et son impact sur l'environnement et la santé publique.

Pour cela, nous avons mené une étude de gestion et de diagnostic afin d'identifier les contraintes et les dysfonctionnements empêchant le bon fonctionnement du réseau. Cette étude comporte deux parties : une partie théorique, visant à vérifier les dimensions des infrastructures et les paramètres d'écoulement, et une partie pratique, qui consiste à vérifier la correspondance entre les résultats de l'étude et les conditions sur le terrain, ainsi qu'à identifier les points critiques et les anomalies dans les ouvrages du réseau.

D'après les diagnostics effectués, la rénovation de tout le système d'évacuation s'est avérée indispensable. Cependant nous proposons quelques recommandations.

1. Le nettoyage à l'eau des collecteurs est crucial, notamment dans les zones où les quantités d'eaux usées sont faibles et dans les sections à faible pente, pour que la vitesse de l'eau emporte les résidus et dépôts.
2. Pour assurer le bon fonctionnement du réseau, les pentes déterminées des collecteurs doivent être respectées.
3. Le contrôle des branchements particuliers doit être effectué au moins une fois par an.
4. Les fuites éventuelles doivent être réparées rapidement car elles peuvent contaminer les nappes phréatiques.
5. L'inspection régulière des regards, des couvercles et des échelons métalliques de l'écoulement est nécessaire.
6. Le réseau doit être maintenu propre et aéré périodiquement.

L'étude diagnostique a conclu que la rénovation du réseau existant d'assainissement et le dimensionnement du réseau projeté pour les nouvelles extensions du P.OS Halloula nécessite un coût de 83 028 520,63DA pour une durée de réalisation de 160 jours.

Références bibliographique :

- **Sadaoui Abderrahmane 2020** ; Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Boukadir (W.Chlef).
- **Malki Ali, 2023** ; Diagnostic Et Extension Du Reseau D'assainissement De La Ville D'aïn Deheb (W. Tiaret).
- **Marc Satin, Béchir Selmi ; 2006** ; Guide technique de l'assainissement.
- **Salah B ; 2014**, Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement, ENSH, Blida.
- **GOMELLA, C, GUERREE, H., 1986** « Guide technique d'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales, Eyrolles, Paris.
- **SLIMANI Aicha ; 2021** ; Etude du réseau d'assainissement du POS N07 (DJOUGHLALI) commune d'ATTATBA (W.Tipasa).
-

Annexes

Annexe I
Etat des collecteurs

Annexe

Caractéristiques physiques du réseau existant.

Tronçons		$C_{T,am}$	$C_{T,av}$	$C_{R,am}$	$C_{R,av}$	Longueur (m)	Φ	Matériau	Observation
Collecteur principal 1									
N1	N2	83,57	80,42	80,57	77,42	21,52	300	Amiante ciment	Dégradé
N2	N8	80,42	70,01	77,42	67,01	65,85	300		
collecteur secondaire 1-1									
N6	N8	70,01	75,40	67,01	72,40	57,91	300	Amiante ciment	Dégradé
collecteur secondaire 1-2									
N14	N18	68,67	65,67	62,45	65,67	65,30	300	Amiante ciment	Dégradé
N18	N9	65,67	65,72	65,67	62,45	60,37	300		
collecteur principal 1									
N8	N9	70,01	63,95	67,01	60,95	81,11	300	Amiante ciment	Dégradé
N9	N22	63,95	60,80	60,95	57,80	61,99	300		
N35	N36	60,14	59,59	57,14	56,59	44,40	300		
N36	N24	59,59	58,72	56,59	55,72	47,21	300		
N23	N24	58,72	59,86	56,86	55,72	26,35	300		
collecteur secondaire 1-3									
N35	N36	60,14	59,59	57,14	56,59	44,40	300	Amiante ciment	Dégradé
N36	N24	59,59	58,72	56,59	55,72	47,21	300		Dégradé
N23	N24	58,72	59,86	56,86	55,72	26,35	300		
collecteur principal 1									
N24	N40	58,72	57,41	54,72	54,41	6,20	300	Amiante ciment	Dégradé
N40	N41	57,41	56,47	54,41	53,47	21,98	300		
N41	N51	56,47	55,16	53,47	52,16	23,94	300		
N51	N3	55,16	53,60	52,16	50,60	30,43	300		
collecteur secondaire 1-4									

Annexe

N53	N3	53,60	53,60	50,60	50,60	30,43	300	Amiante ciment	Dégradé
collecteur principal 1									
N3	N4	53,60	52,04	50,60	49,04	25,34	300	Amiante ciment	Dégradé
N4	N5	52,04	50,69	49,04	47,69	27,84	300	Amiante ciment	Dégradé
N5	N7	50,69	48,83	47,69	45,83	27,82	300		
N7	N13	48,83	47,09	45,83	44,09	32,99	300		
N13	N15	47,09	45,22	44,09	42,22	34,46	300		
N15	N77	45,22	44,33	42,22	41,33	20,70	300		
N77	N81	44,33	44,03	41,33	41,03	35,74	400		
N81	N82	44,03	43,57	41,03	40,57	42,54	400		
N82	N83	43,57	42,75	40,57	39,75	40,09	400		
N83	N85	42,75	42,13	39,75	39,13	33,35	400		
N85	N87	42,13	41,54	39,13	38,54	40,09	400		
N87	N88	41,54	41,20	38,54	38,20	21,51	400		
N88	N75	41,20	40,86	38,20	37,86	18,67	400		
collecteur secondaire 2-2									
N29	N11	61,98	61,51	58,98	58,51	48,93	300	Amiante ciment	Dégradé

Caractéristiques physique des collecteurs (suite).

collecteur principal 2								Amiante ciment	Dégradé
N12	N10	73,36	67,43	70,36	64,43	39,98	300		
N10	N11	67,43	61,51	64,43	58,51	52,33	300		
N11	N30	61,51	61,30	58,51	58,30	42,46	300		
N30	N31	61,30	56,30	58,30	53,30	48,72	300		
N31	N47	56,30	52,09	53,30	49,09	46,48	300		
collecteur secondaire 2-3								Amiante ciment	Dégradé
N42	N43	57,06	55,43	54,06	52,43	81,83	300		
N43	N46	55,43	52,97	52,43	49,97	41,90	300		
N46	N47	52,97	52,09	49,97	49,09	58,31	300		
N47	N49	52,09	49,63	49,09	46,63	52,30	300		
N49	N56	49,63	46,98	46,63	43,98	49,13	300		
collecteur secondaire 2-4								Amiante ciment	Dégradé
N57	N56	47,26	46,98	46,52	43,98	37,66	300		
collecteur principal 2								Amiante ciment	Dégradé
N56	N63	46,98	47,29	43,98	44,29	74,57	300		
N63	N64	47,29	47,06	44,29	44,06	30,07	300		
N64	N65	47,06	46,35	44,06	43,35	18,52	300		
N65	N66	46,35	44,25	43,35	41,25	40,73	300		
N66	N67	44,25	42,51	41,25	39,51	35,61	300		
N67	N69	42,51	40,94	39,51	37,94	62,73	300		
N74	N69	41,89	40,94	38,89	37,94	21,78	300		
N69	N75	40,94	40,86	37,94	37,86	25,27	300		
collecteur principal 3								Amiante ciment	Dégradé
N75	N71	40,86	40,20	37,86	37,20	16,29	300		
N71	N72	40,20	37,97	37,20	34,97	61,00	300		
collecteur secondaire 3-1									

Annexe

Caractéristiques physique des collecteurs (suite).

N92	N94	41,17	40,50	48,17	37,50	30,85	300	Amiante ciment	Dégradé
N94	N96	40,50	38,86	37,50	35,86	65,42	300		
N96	N98	38,86	38,22	34,86	35,22	17,05	300		
N98	N73	38,22	37,38	35,22	34,38	45,80	300		
collecteur principal 3									
N72	N73	37,97	37,38	34,97	34,38	26,13	400	Amiante ciment	Dégradé
N73	N101	37,38	27,99	34,38	24,99	186,44	400		
N101	N102	27,99	27,42	24,99	24,42	44,03	400		

- C_T , (m) : cote de terrain amont.
- C_T , (m) : cote de terrain aval.
- C_R , (m) : cote de radier amont.
- C_R , (m) : cote de radier aval.
- Φ : diamètre de tronçon existant.

Annexe II
Etude hydrologique

Annexe

Annexe II-1 Série pluviométrique enregistrée par la station KOLEA SECTEUR 1991/2022.

Années	Sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	Avr	mai	Juin	juil	Aout	$P_{max,j}$ [mm]	$P_{an,tot}$ [mm]
1991/1992	3,7	51,5	34,5	21,3	16,6	42,5	22,2	21,9	17,3	0	0	1,8	51,5	491,7
1992/1993	23,6	14,1	50,5	11,4	80,1	23,3	1,3	17,2	3,5	0	0	0	80,1	375,1
1993/1994	53,6	18,9	35,5	31,5	49,1	23,7	47,5	9	0	4,2	0	31	53,6	647,6
1994/1995	20,1	39,7	46	15,3	73,3	25,2	20,9	104,3	16,6	2,1	2,7	1,8	104,3	748,8
1995/1996	40,6	74	10,7	27,9	23,4	19,3	6,9	18,7	8,3	0,8	0	6	74	417,5
1996/1997	46,4	29,3	32,3	30	15,6	17,3	14,4	36,9	71,2	0,9	0	1,7	71,2	759,2
1997/1998	17,1	9,1	35,5	27,8	30,2	46,2	36,8	24,1	0	0,7	0	1,8	46,2	596,2
1998/1999	17,9	4,8	38	46,6	6,4	1,9	5,1	15,7	19,4	0	0,1	0,2	46,6	469,1
1999/2000	3,8	24,7	50,1	20,3	30	21,3	1,2	18,8	10	0	0	0	50,1	472,9
2000/2001	32,4	41,7	37,4	30,8	11,9	12,1	21,1	10,3	18,8	0,3	5,6	18	41,7	470
2001/2002	9	36,7	26,1	36,5	46,9	52,4	6,5	29,8	11,8	0	6,2	1,1	52,4	765
2002/2003	8,2	11,4	32,3	26,8	44,8	32,6	18,9	10,5	55	1,4	0	2,6	55	624,4
2003/2004	30,9	20,7	22,6	47,4	21,5	27,5	13,3	9,1	4,1	0	1,4	0	47,4	582
2004/2005	4,6	33,2	39,9	25,2	26,9	32,3	7,5	7,2	64,7	0	0	0	64,7	645,5
2005/2006	20,3	4,8	26,5	30,8	8,9	15,5	19,5	14,4	0,6	6,3	0	4,5	30,8	558,6
2006/2007	17,1	27,5	99,9	35,9	12,3	21,1	16,3	10,9	17,2	5,7	5,8	0	99,9	743,5
2007/2009	30,7	11,7	58,2	37,7	24,2	5,6	16,8	11,4	6,6	0	1,1	3	58,2	752,9
2009/2010	53,5	7,5	27,1	33,1	35,4	26,4	36,3	8,4	9,2	3,3	0	21,2	53,5	652,9
2010/2011	1,8	37,6	45,4	28,4	48	28	30,5	18,1	32,5	13,3	0,5	0	48	857,9
2011/2012	6,5	15,2	28,7	14,4	24,5	50,7	35,4	38,3	6,3	0	0	37,6	50,7	866
2012/2013	10,2	14,7	23,6	6,7	21,2	28,7	11,4	36,2	81,6	0	0	8,3	81,6	675,3
2013/2014	9,8	8,1	82,9	24,9	25,4	11,5	22	4,6	7,2	26,2	0	1,5	82,9	539,1
2014/2015	9,1	8	26,4	65	32,6	18,9	15,1	0	6	5,3	0	0,5	65	479,8
2015/2016	12	37,8	24,2	0	48,8	30,3	33,6	32,4	16	0	0	0	48,8	597,4
2016/2017	5,6	22,6	32	53,6	39,2	18,9	23	3,5	1,6	1,6	1,7	0	53,6	671,3
2017/2018	42,1	25,8	26,5	20	22,7	32,5	16,6	79,4	25,5	33	0	0	79,4	903,4
2018/2019	19	39,7	52	32,6	26,7	2,9	14,1	20,8	5	6,2	0	3,9	52	597,4
2019/2020	31,7	6,7	29,8	7,8	8,8	0	20,6	32,6	1,8	11,3	0	3,9	32,6	442,5
2020/2021	5,5	13,1	11,5	30,6	14,8	7,8	29,3	12,5	21,8	4,8	0	0	30,6	375,7
2021/2022	33,8	11,3	64	22,3	12,7	18	34,5	34,9	9,5	1,6	0	0,2	64	794,5

Source : ANRH, BLIDA

Abaque

LOI DU KHI-DEUX AVEC k DEGRÉS DE LIBERTÉ
QUANTILES D'ORDRE $1 - \gamma$

k	γ										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Si k est entre 30 et 100 mais n'est pas un multiple de 10, on utilise la table ci-haut et on fait une interpolation linéaire. Si $k > 100$ on peut, grâce au théorème limite central, approximer la loi $\chi^2(k)$ par la loi $N(k, 2k)$.

Annexe III
Diagnostic hydraulique

Annexe

Diagnostic hydraulique du réseau existant.

Tronçons		Q	I (%)	D_{exit}	D_{cal}	D_{nor}	Anomalie	Observation
N1	N2	0,04	14,66	300	178,48	315	Pente élevée	à changer
N2	N8	0,23	15,81	300	297,63	315	Pente élevée	à changer
N6	N8	0,10	9,31	300	281,70	315	Contre pente, Présence de dépôt	à changer
N14	N18	0,06	-4,94	300	/	/	Pente élevée	à changer
N18	N9	0,12	5,35	300	214,76	315	Pente élevée, en charge	à changer
N8	N9	0,31	7,48	300	457,16	500	Pente élevée, en charge	à changer
N9	N22	0,49	5,09	300	374,48	400	Présence de dépôt	à changer
N35	N36	0,04	1,23	300	191,60	315	Présence de dépôt	à changer
N36	N24	0,09	1,86	300	232,60	315	Présence de dépôt	à changer
N23	N24	0,03	3,80	300	127,46	315	Présence de dépôt	à changer
N35	N36	0,04	1,23	300	191,60	315	Présence de dépôt	à changer
N36	N24	0,09	1,86	300	232,60	315	Présence de dépôt	à changer
N23	N24	0,03	3,80	300	127,46	315	Pente élevée	à changer
N24	N40	0,12	5,12	300	219,85	315	Présence de dépôt	à changer
N40	N41	0,17	4,27	300	254,56	315	Pente élevée	à changer
N41	N51	0,22	5,48	300	266,67	300	en charge	à changer
N51	N3	0,28	4,30	300	306,10	400	Contre pente, Présence de dépôt	à changer
N53	N3	0,06	-0,02	300	/	/	Pente élevée, en charge	à changer

Annexe

Diagnostic hydraulique (suite)

N3	N4	0,11	6,19	300	324,39	400	en charge, Présence de dépôt	à changer
N4	N5	0,17	4,83	300	357,28	400	Pente élevé, en charge	à changer
N5	N7	0,22	6,72	300	350,94	400	Pente élevée, en charge	à changer
N7	N13	0,29	5,25	300	385,77	400	Pente élevée, en charge	à changer
N13	N15	0,36	5,40	300	401,21	500	en charge, Présence de dépôt	à changer
N15	N77	0,40	1,42	300	587,92	630	en charge, Présence de dépôt	à changer
N77	N81	0,48	1,28	400	623,34	800	en charge, Présence de dépôt	à changer
N81	N82	0,56	1,93	400	601,61	800	en charge, Présence de dépôt	à changer
N82	N83	0,65	1,85	400	628,02	800	en charge, Présence de dépôt	à changer
N83	N85	0,13	1,85	400	639,33	800	en charge, Présence de dépôt	à changer
N85	N87	0,19	1,47	400	681,44	800	en charge, Présence de dépôt	à changer
N87	N88	0,22	1,57	400	680,72	800	en charge, Présence de dépôt	à changer
N88	N75	0,24	1,83	400	667,08	800	Présence de dépôt	à changer
N29	N11	0,05	0,74	300	218,48	315	Pente élevée	à changer
N12	N10	0,04	14,85	300	177,75	315	Pente élevée	à changer
N10	N11	0,09	11,30	300	256,04	315	en charge, Présence de dépôt	à changer
N11	N30	0,17	0,50	300	386,17	400	Pente élevée	à changer
N30	N31	0,17	11,27	300	259,23	315	en charge, pente élevée	à changer
N31	N47	0,28	9,04	300	304,20	400	Présence de dépôt	à changer

Annexe

Diagnostic hydraulique (Suite).

N42	N43	0,16	2,00	300	289,52	315	Pente élevée	à changer
N43	N46	0,14	5,87	300	281,74	315	en charge, Présence de dépôt	à changer
N46	N47	0,28	1,49	300	425,93	500	en charge	à changer
N47	N49	0,40	4,72	300	379,76	400	Pente élevée	à changer
N49	N56	0,46	5,40	300	387,62	400	Pente élevée	à changer
N57	N56	0,05	6,74	300	149,25	315	Contre pente, Présence de dépôt	à changer
N56	N63	0,61	-0,42	300	/	/	en charge, Présence de dépôt	à changer
N63	N64	0,65	0,76	300	369,56	400	Présence de dépôt	à changer
N64	N65	0,68	3,85	300	285,68	315	Pente élevée	à changer
N65	N66	0,73	5,16	300	294,37	315	en charge	à changer
N66	N67	0,78	4,87	300	316,33	400	en charge	à changer
N67	N69	0,87	2,50	300	391,34	400	en charge	à changer
N74	N69	0,90	4,32	300	362,61	400	en charge, Présence de dépôt	à changer
N69	N75	0,93	0,33	300	671,39	800	en charge	à changer
N75	N71	1,21	4,07	300	660,94	800	en charge	à changer
N71	N72	1,29	3,66	300	687,44	800	Présence de dépôt	à changer
N92	N94	0,06	2,17	300	200,90	315	Présence de dépôt	à changer
N94	N96	0,20	2,51	300	299,55	315	Présence de dépôt	à changer
N96	N98	0,22	3,75	300	289,48	315	en charge, Présence de dépôt	à changer

Annexe

Diagnostic hydraulique (Suite)

N98	N73	0,28	1,85	300	362,41	400	en charge	à changer
N72	N73	0,26	2,25	400	759,16	800	en charge	à changer
N73	N101	0,84	5,04	400	755,50	800	en charge, Présence de dépôt	à changer
N101	N102	0,96	1,30	400	992,00	1000	en charge, Présence de dépôt	à changer

- N : regard.
- Q (m³/s) : débit évacué par chaque tronçon à l'horizon.
- I (%) : pente de chaque tronçon.
- D_{exit} (mm) : diamètre réel actuel des tronçons.
- D_{cal} (mm) : diamètre calculé avec des données à l'horizon.
- D_{nor} (mm) : diamètre normalisé.

Annexe IV :
Calcul hydraulique

Annexe

Calcul hydraulique du réseau projeté

Tronçons	Ct,am	Ct,av	Cr,am	Cr,av	dis	I	Q	Dcal	Dnor	Vps	Qps	Qusé	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V	Vmin	H	Hmin	Q-1/10	Q-1/100	Auto-curage	
Collecteur secondaire 1-A																										
RG123	RG124	120,44	120,11	117,44	117,11	30,32	0,011	0,041	193,48	315	1,927	0,150	0,00046	0,273	0,003	0,858	0,218	0,354	0,040	1,654	0,421	0,112	0,012	0,01455	0,00104	vérifier
RG124	RG125	120,11	117,75	117,11	115,75	28,48	0,013	0,080	240,94	315	2,095	0,163	0,00089	0,490	0,005	0,994	0,246	0,494	0,053	2,083	0,515	0,155	0,017	0,01543	0,00074	
RG125	RG126	117,75	117,71	115,75	114,75	19,30	0,008	0,106	293,27	315	1,643	0,128	0,00118	0,828	0,009	1,123	0,286	0,694	0,069	1,846	0,470	0,219	0,022	0,01162	0,00010	
RG126	RG127	117,71	112,66	114,75	113,11	40,95	0,048	0,162	245,73	315	4,025	0,314	0,00181	0,517	0,006	1,010	0,250	0,508	0,055	4,067	1,004	0,160	0,017	0,02954	0,00133	
RG127	RG128	112,66	109,63	113,11	108,13	29,82	0,035	0,202	283,21	315	3,437	0,268	0,00226	0,755	0,008	1,094	0,278	0,648	0,066	3,762	0,956	0,204	0,021	0,02451	0,00042	
RG128	RG129	109,63	107,14	108,13	104,64	26,52	0,037	0,238	298,05	315	3,534	0,275	0,00266	0,865	0,010	1,134	0,291	0,716	0,071	4,006	1,027	0,226	0,022	0,02487	0,00009	
RG129	RG13	107,14	102,94	104,64	102,64	26,18	0,046	0,267	298,74	315	3,940	0,307	0,00298	0,870	0,010	1,135	0,291	0,720	0,071	4,471	1,147	0,227	0,022	0,02771	0,00009	
collecteur principal 1																										
RG1	RG2	120,72	119,68	117,72	116,88	18,90	0,044	0,026	125,77	315	3,854	0,300	0,00029	0,087	0,001	0,613	0,192	0,198	0,025	2,364	0,742	0,062	0,008	0,02973	0,00271	vérifier
RG2	RG3	119,68	116,99	116,88	113,99	36,16	0,047	0,075	184,82	315	3,983	0,310	0,00083	0,242	0,003	0,828	0,214	0,332	0,037	3,299	0,851	0,105	0,012	0,03019	0,00227	
RG3	RG4	116,99	116,17	113,99	113,17	17,54	0,047	0,099	205,10	315	3,983	0,310	0,0011	0,319	0,004	0,891	0,224	0,387	0,043	3,548	0,892	0,122	0,013	0,02992	0,00200	
RG4	RG5	116,17	115,31	113,17	112,15	20,26	0,026	0,126	250,87	315	2,962	0,231	0,00141	0,546	0,006	1,026	0,253	0,524	0,056	3,040	0,750	0,165	0,018	0,02167	0,00090	
RG5	RG6	115,31	114,51	112,15	111,51	20,17	0,032	0,153	259,51	315	3,287	0,256	0,00171	0,598	0,007	1,048	0,259	0,552	0,059	3,443	0,853	0,174	0,019	0,02389	0,00085	
RG6	RG7	114,51	112,91	111,51	109,91	17,61	0,034	0,177	270,99	315	3,388	0,264	0,00198	0,671	0,008	1,068	0,268	0,595	0,063	3,619	0,909	0,187	0,020	0,02441	0,00066	
RG7	RG8	112,91	111,70	109,91	108,70	17,44	0,04	0,201	275,69	315	3,674	0,286	0,00225	0,702	0,008	1,077	0,272	0,615	0,064	3,956	1,000	0,194	0,020	0,02637	0,00061	
RG8	RG9	111,70	109,72	108,70	107,22	22,89	0,021	0,232	328,45	400	3,118	0,392	0,00259	0,592	0,007	1,046	0,259	0,549	0,059	3,261	0,807	0,220	0,023	0,03657	0,00132	
RG9	RG10	109,72	108,23	107,22	105,23	27,71	0,036	0,270	313,86	400	4,090	0,514	0,00301	0,525	0,006	1,015	0,251	0,512	0,055	4,151	1,025	0,205	0,022	0,04836	0,00212	
RG10	RG11	108,23	106,09	105,23	104,09	30,79	0,037	0,311	329,76	400	4,141	0,520	0,00348	0,599	0,007	1,048	0,260	0,553	0,059	4,339	1,075	0,221	0,024	0,04853	0,00172	
RG11	RG12	106,09	105,84	104,09	103,34	17,38	0,043	0,335	329,05	400	4,480	0,563	0,00374	0,595	0,007	1,047	0,259	0,551	0,059	4,690	1,161	0,220	0,024	0,05253	0,00188	
RG12	RG13	105,84	102,94	103,34	101,44	28,62	0,031	0,367	361,67	400	3,815	0,479	0,0041	0,766	0,009	1,099	0,279	0,655	0,067	4,192	1,065	0,262	0,027	0,04382	0,00070	

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG13	RG14	102,94	102,46	101,44	100,75	23,09	0,03	0,660	454,50	500	4,330	0,850	0,00736	0,777	0,009	1,103	0,280	0,662	0,067	4,777	1,214	0,331	0,034	0,07761	0,00113
RG14	RG15	102,46	101,15	100,75	98,15	17,39	0,046	0,680	423,31	500	5,388	1,057	0,00758	0,643	0,007	1,061	0,265	0,578	0,061	5,717	1,426	0,289	0,031	0,09817	0,00300
RG15	RG16	101,15	100,10	98,15	97,60	13,63	0,041	0,695	437,26	500	5,053	0,992	0,00775	0,701	0,008	1,076	0,272	0,614	0,064	5,439	1,372	0,307	0,032	0,09142	0,00217
RG16	RG17	100,10	99,50	97,60	97,10	11,30	0,044	0,708	433,45	500	5,267	1,034	0,00789	0,685	0,008	1,072	0,270	0,604	0,063	5,645	1,420	0,302	0,032	0,09547	0,00245
RG17	RG18	99,50	98,92	97,10	96,52	12,27	0,047	0,721	432,02	500	5,416	1,063	0,00804	0,679	0,008	1,070	0,269	0,600	0,063	5,796	1,457	0,300	0,031	0,09826	0,00259

RG18	RG19	98,92	97,31	96,52	94,51	21,41	0,043	0,745	445,46	500	5,157	1,012	0,0083	0,736	0,008	1,088	0,276	0,636	0,065	5,610	1,422	0,318	0,033	0,09291	0,00182
RG19	RG20	97,31	96,60	94,51	93,60	13,94	0,036	0,761	462,60	500	4,761	0,934	0,00847	0,814	0,009	1,118	0,285	0,686	0,069	5,324	1,355	0,343	0,034	0,08496	0,00087
RG20	RG21	96,60	95,74	93,60	92,74	17,21	0,039	0,780	461,59	500	4,910	0,964	0,00869	0,810	0,009	1,116	0,284	0,683	0,069	5,482	1,394	0,341	0,034	0,08768	0,00095
RG21	RG22	95,74	93,46	92,74	90,46	36,22	0,035	0,821	478,54	500	4,692	0,921	0,00913	0,891	0,010	1,138	0,293	0,732	0,072	5,339	1,375	0,366	0,036	0,08294	0,00007
RG22	RG23	93,46	92,47	90,46	89,97	17,69	0,033	0,841	488,87	500	4,541	0,891	0,00935	0,944	0,010	1,139	0,299	0,764	0,074	5,174	1,356	0,382	0,037	0,07978	0,00044
RG23	RG24	92,47	91,78	89,97	89,28	15,27	0,04	0,858	475,10	500	5,000	0,981	0,00954	0,874	0,010	1,136	0,291	0,722	0,071	5,678	1,455	0,361	0,036	0,08858	0,00027
RG24	RG25	91,78	90,89	89,28	88,39	21,39	0,04	0,882	480,04	500	5,000	0,981	0,00981	0,899	0,010	1,138	0,294	0,737	0,072	5,692	1,469	0,368	0,036	0,08831	0,00000
RG25	RG26	90,89	89,91	88,39	87,91	18,65	0,026	0,903	525,04	630	4,703	1,465	0,01004	0,616	0,007	1,054	0,261	0,563	0,060	4,955	1,229	0,355	0,038	0,13648	0,00461
RG26	RG27	89,91	89,21	87,91	86,21	12,89	0,039	0,917	489,42	500	4,937	0,969	0,01019	0,946	0,011	1,139	0,299	0,766	0,074	5,625	1,476	0,383	0,037	0,08670	0,00050
RG27	RG28	89,21	88,79	86,21	85,79	8,92	0,033	0,927	507,05	630	5,298	1,651	0,0103	0,562	0,006	1,033	0,255	0,532	0,057	5,475	1,349	0,335	0,036	0,15477	0,00621
RG28	RG29	88,79	87,28	85,79	84,28	27,06	0,019	0,957	569,10	630	4,020	1,253	0,01064	0,764	0,008	1,098	0,279	0,654	0,067	4,415	1,120	0,412	0,042	0,11461	0,00189
RG29	RG30	87,28	85,40	84,28	82,40	41,85	0,03	1,005	532,07	630	5,051	1,574	0,0112	0,639	0,007	1,060	0,264	0,576	0,061	5,354	1,334	0,363	0,038	0,14619	0,00454
RG30	RG31	85,40	82,88	82,40	79,38	31,02	0,033	1,040	529,40	630	5,298	1,651	0,00042	0,630	0,000	1,058	0,183	0,571	0,022	5,603	0,971	0,360	0,014	0,16465	0,01609
RG31	RG32	82,88	81,75	79,38	78,75	18,72	0,034	1,061	530,40	630	5,378	1,675	0,01146	0,633	0,007	1,058	0,261	0,573	0,060	5,692	1,405	0,361	0,038	0,15609	0,00529
RG32	RG33	81,75	80,21	78,75	77,21	22,57	0,024	1,087	571,36	630	4,518	1,408	0,00072	0,772	0,001	1,101	0,187	0,659	0,023	4,976	0,843	0,415	0,014	0,14005	0,01336
RG33	RG34	80,21	77,99	77,21	74,99	33,57	0,037	1,125	533,65	630	5,610	1,748	0,01191	0,644	0,007	1,061	0,261	0,579	0,060	5,953	1,464	0,365	0,038	0,16288	0,00557
RG34	RG35	77,99	75,97	74,99	72,97	31,48	0,035	1,161	545,65	630	5,456	1,700	0,00115	0,683	0,001	1,071	0,189	0,603	0,024	5,845	1,030	0,380	0,015	0,16885	0,01585

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG35	RG36	75,97	74,65	72,97	72,15	21,04	0,03	1,185	565,98	630	5,051	1,574	0,01219	0,753	0,008	1,094	0,271	0,647	0,064	5,525	1,368	0,408	0,040	0,14520	0,00355	
RG36	RG37	74,65	73,31	72,15	70,81	19,26	0,032	1,207	563,04	630	5,217	1,625	0,00141	0,743	0,001	1,090	0,191	0,640	0,025	5,686	0,997	0,403	0,016	0,16114	0,01484	
RG37	RG38	73,31	71,90	70,81	69,90	22,97	0,03	1,233	574,47	630	5,051	1,574	0,0125	0,783	0,008	1,106	0,273	0,666	0,064	5,586	1,379	0,420	0,041	0,14489	0,00324	
RG38	RG39	71,90	71,20	69,90	68,20	12,56	0,03	1,247	576,90	630	5,051	1,574	0,00158	0,792	0,001	1,109	0,193	0,672	0,026	5,605	0,974	0,423	0,016	0,15581	0,01416	
RG39	RG40	71,20	70,47	68,20	67,97	11,39	0,021	1,260	619,21	630	4,226	1,317	0,01266	0,957	0,010	1,139	0,290	0,773	0,071	4,815	1,226	0,487	0,045	0,11902	0,00051	
RG40	RG41	70,47	69,44	67,97	67,44	13,62	0,03	1,275	581,73	630	5,051	1,574	0,00176	0,810	0,001	1,117	0,194	0,683	0,026	5,640	0,982	0,430	0,017	0,15563	0,01398	
RG41	RG42	69,44	68,58	67,44	66,08	15,42	0,023	1,293	614,67	630	4,423	1,378	0,01287	0,938	0,009	1,139	0,287	0,761	0,070	5,039	1,271	0,479	0,044	0,12494	0,00091	
RG42	RG43	68,58	66,42	66,08	64,98	36,68	0,03	1,335	591,85	630	5,051	1,574	0,00226	0,848	0,001	1,130	0,198	0,707	0,029	5,706	1,002	0,445	0,018	0,15513	0,01348	
RG43	RG89	66,42	62,62	64,98	60,62	57,46	0,03	1,400	602,49	630	5,051	1,574	0,01364	0,890	0,009	1,138	0,280	0,731	0,067	5,747	1,417	0,461	0,042	0,14375	0,00210	
RG89	RG90	62,62	56,37	60,62	53,37	98,59	0,048	1,464	612,71	800	5,924	2,976	0,01478	0,492	0,005	0,995	0,240	0,494	0,051	5,896	1,424	0,396	0,040	0,28282	0,01498	
RG90	RG91	56,37	49,56	53,37	47,06	96,54	0,049	1,527	622,48	800	5,924	2,976	0,01589	0,513	0,005	1,008	0,245	0,506	0,053	5,972	1,449	0,405	0,042	0,28171	0,01387	
RG91	RG92	49,56	44,69	47,06	42,19	90,89	0,048	1,577	634,00	800	5,824	2,926	0,01654	0,539	0,006	1,022	0,248	0,520	0,054	5,955	1,446	0,416	0,043	0,27605	0,01272	

RG92	RG93	44,69	42,23	42,19	39,23	100,9	0,029	1,691	724,99	800	1,450	0,728	0,02702	0,140	0,140	0,692	0,692	0,253	0,253	1,003	1,003	0,203	0,203	0,04583	0,01974	
------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	-----	-------	-------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---------	---------	--

Collecteur secondaire 1-B

RG114	RG115	68,86	67,33	65,85	64,33	48,45	0,032	0,034	147,64	315	3,287	0,256	0,00039	0,133	0,002	0,681	0,199	0,247	0,029	2,239	0,655	0,078	0,009	0,02521	0,00217	vérifier
RG115	RG77	67,33	61,59	64,33	59,09	50,13	0,045	0,070	181,57	315	3,897	0,304	0,0008	0,231	0,003	0,816	0,213	0,324	0,037	3,180	0,831	0,102	0,012	0,02956	0,00224	

Collecteur secondaire 2-B

RG141	RG142	64,29	63,27	61,29	60,27	30,89	0,033	0,020	120,30	315	3,338	0,260	0,00036	0,077	0,001	0,597	0,198	0,187	0,028	1,992	0,660	0,059	0,009	0,02564	0,00224	vérifier
RG142	RG143	63,27	58,37	60,27	56,37	56,40	0,043	0,057	169,55	315	3,810	0,297	0,001	0,192	0,003	0,767	0,222	0,295	0,041	2,921	0,845	0,093	0,013	0,02868	0,00197	
RG143	RG82	58,37	56,19	56,37	53,39	33,67	0,044	0,079	190,80	315	3,854	0,300	0,00139	0,263	0,005	0,849	0,237	0,347	0,049	3,274	0,912	0,109	0,015	0,02863	0,00161	

collecteur tertiaires 1B

RG71	RG72	56,97	55,40	53,97	52,40	107,8	0,015	0,138	287,77	315	2,250	0,175	0,0015	0,787	0,009	1,107	0,279	0,669	0,067	2,492	0,628	0,211	0,021	0,01603	0,00025	vérifier
RG72	RG73	55,40	52,13	52,40	49,13	97,51	0,034	0,262	314,66	400	3,946	0,496	0,00269	0,528	0,005	1,017	0,246	0,514	0,053	4,013	0,970	0,206	0,021	0,04687	0,00226	

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG73	RG69	52,13	49,59	49,13	46,59	53,78	0,047	0,291	307,26	400	4,676	0,587	0,00308	0,496	0,005	0,998	0,244	0,497	0,052	4,666	1,139	0,199	0,021	0,05565	0,00279		
Collecteur secondaire 3-B																											
RG61	RG62	58,43	57,03	55,43	54,03	42,60	0,033	0,030	140,06	315	3,338	0,260	0,00035	0,115	0,001	0,656	0,197	0,230	0,028	2,190	0,658	0,072	0,009	0,02565	0,00225	vérifier	
RG62	RG63	57,03	56,60	54,03	53,59	55,65	0,008	0,070	251,01	315	1,643	0,128	0,00069	0,547	0,005	1,026	0,245	0,524	0,053	1,687	0,403	0,165	0,017	0,01211	0,00059		
RG63	RG64	56,60	56,75	53,59	53,25	36,24	0,01	0,093	267,79	315	1,837	0,143	0,00111	0,650	0,008	1,063	0,271	0,582	0,064	1,953	0,498	0,183	0,020	0,01320	0,00032		
RG64	RG65	56,75	51,93	53,25	49,93	48,08	0,048	0,125	222,96	315	4,025	0,314	0,00166	0,399	0,005	0,937	0,244	0,440	0,052	3,770	0,983	0,139	0,016	0,02969	0,00148		
RG65	RG66	51,93	50,44	49,93	47,44	49,81	0,049	0,157	241,92	315	4,067	0,317	0,00223	0,496	0,007	0,998	0,263	0,496	0,061	4,057	1,071	0,156	0,019	0,02945	0,00094		
RG66	RG67	50,44	47,71	47,44	45,21	50,25	0,034	0,185	275,52	315	3,388	0,264	0,0026	0,701	0,010	1,076	0,292	0,614	0,072	3,647	0,991	0,193	0,023	0,02379	0,00004		
Collecteur secondaire 4-B																											
RG68	RG69	50,17	49,59	47,18	46,59	26,84	0,022	0,015	116,53	315	2,725	0,212	0,00019	0,071	0,001	0,585	0,192	0,178	0,025	1,593	0,522	0,056	0,008	0,02104	0,00193	vérifier	
RG69	RG70	49,59	46,98	46,59	45,98	47,17	0,013	0,332	410,65	500	2,851	0,560	0,00361	0,593	0,006	1,046	0,257	0,550	0,058	2,982	0,733	0,275	0,029	0,05234	0,00198		
RG70	RG67	46,98	47,71	45,98	44,99	49,31	0,02	0,359	390,06	400	3,047	0,383	0,00397	0,937	0,010	1,139	0,297	0,760	0,073	3,471	0,906	0,304	0,029	0,03430	0,00014		
RG67	RG130	47,71	47,45	44,99	43,91	36,13	0,03	0,563	428,17	500	4,330	0,850	0,00683	0,663	0,008	1,066	0,274	0,590	0,065	4,616	1,186	0,295	0,032	0,07815	0,00167		
RG130	RG131	47,45	46,95	43,91	42,41	38,27	0,039	0,584	413,22	500	4,937	0,969	0,0071	0,603	0,007	1,049	0,266	0,555	0,062	5,180	1,315	0,278	0,031	0,08979	0,00259		
RG131	RG85	46,95	47,78	42,41	40,83	35,67	0,045	0,603	408,11	500	5,274	1,035	0,00736	0,583	0,007	1,042	0,264	0,544	0,061	5,497	1,393	0,272	0,030	0,09614	0,00299		
Collecteur principal B																											
RG76	RG77	62,14	61,59	59,64	59,09	45,58	0,018	0,032	160,76	315	2,465	0,192	0,00117	0,167	0,006	0,730	0,253	0,276	0,056	1,801	0,624	0,087	0,018	0,01803	0,00075	vérifier	
RG77	RG78	61,59	61,31	59,09	58,29	29,57	0,01	0,123	297,39	315	1,837	0,143	0,00141	0,860	0,010	1,132	0,292	0,713	0,072	2,081	0,537	0,225	0,023	0,01290	0,00002		
RG78	RG79	61,31	61,14	58,29	57,71	29,57	0,02	0,143	276,33	315	2,598	0,202	0,00175	0,707	0,009	1,078	0,280	0,617	0,067	2,801	0,728	0,194	0,021	0,01849	0,00027		
RG79	RG80	61,14	61,02	57,71	57,01	34,82	0,02	0,165	291,56	315	2,598	0,202	0,00215	0,815	0,011	1,119	0,300	0,687	0,074	2,906	0,779	0,216	0,023	0,01809	0,00013		
RG80	RG81	61,02	60,29	57,01	56,46	46,26	0,012	0,196	342,27	400	2,360	0,296	0,00268	0,661	0,009	1,066	0,284	0,589	0,069	2,515	0,671	0,236	0,027	0,02696	0,00028		
RG81	RG82	60,29	56,20	56,46	53,39	50,96	0,047	0,229	280,89	300	3,856	0,272	0,00327	0,841	0,012	1,127	0,313	0,702	0,079	4,346	1,207	0,211	0,024	0,02397	0,00055		
RG82	RG83	56,20	55,07	53,39	52,07	28,41	0,03	0,326	348,83	400	3,732	0,469	0,0036	0,696	0,008	1,075	0,270	0,610	0,063	4,011	1,008	0,244	0,025	0,04327	0,00109		

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG83	RG84	55,07	50,84	52,07	47,84	83,18	0,031	0,381	367,56	400	3,793	0,476	0,00455	0,800	0,010	1,112	0,289	0,677	0,071	4,220	1,098	0,271	0,028	0,04309	0,00021
RG84	RG85	50,84	47,79	47,84	44,78	44,94	0,046	0,405	349,26	400	4,621	0,580	0,00488	0,698	0,008	1,075	0,278	0,612	0,066	4,969	1,283	0,245	0,027	0,05316	0,00092
RG85	RG86	47,79	44,05	44,78	41,05	56,52	0,048	1,040	538,94	630	5,051	1,574	0,01264	0,661	0,008	1,066	0,274	0,589	0,065	5,383	1,383	0,371	0,041	0,14475	0,00310
RG86	RG87	44,05	39,34	41,05	36,29	94,46	0,045	1,091	548,70	630	5,051	1,574	0,01332	0,693	0,008	1,074	0,278	0,609	0,066	5,426	1,406	0,384	0,042	0,14407	0,00242
RG87	RG88	39,34	37,67	36,29	34,66	59,68	0,027	1,124	565,94	630	4,792	1,493	0,01375	0,753	0,009	1,094	0,286	0,647	0,069	5,242	1,370	0,408	0,044	0,13556	0,00118

Collecteur principal C

RG156	RG157	58,93	58,17	55,93	55,17	20,75	0,036	0,014	103,54	315	3,486	0,272	0,00024	0,052	0,001	0,536	0,191	0,152	0,025	1,869	0,667	0,048	0,008	0,02691	0,00248	vérifier
RG157	RG158	58,17	57,37	55,17	54,37	18,68	0,043	0,026	126,31	315	3,810	0,297	0,00045	0,088	0,002	0,615	0,199	0,200	0,029	2,343	0,759	0,063	0,009	0,02923	0,00252	
RG158	RG159	57,37	55,89	54,37	53,89	24,43	0,04	0,042	153,27	315	3,674	0,286	0,00074	0,147	0,003	0,701	0,213	0,259	0,036	2,577	0,781	0,082	0,011	0,02788	0,00212	
RG159	RG160	55,89	53,79	52,89	50,79	24,79	0,044	0,058	169,92	315	3,854	0,300	0,00102	0,193	0,003	0,768	0,222	0,296	0,042	2,961	0,857	0,093	0,013	0,02900	0,00198	
RG160	RG161	53,79	48,79	50,79	46,79	53,00	0,047	0,093	200,34	315	3,983	0,310	0,00163	0,300	0,005	0,878	0,244	0,373	0,052	3,498	0,971	0,118	0,016	0,02939	0,00147	
RG161	RG145	48,79	45,99	46,79	42,99	43,59	0,041	0,116	223,30	315	3,720	0,290	0,00194	0,400	0,007	0,938	0,260	0,441	0,059	3,488	0,966	0,139	0,019	0,02704	0,00096	
RG145	RG148	45,99	44,86	42,99	41,86	24,68	0,046	0,130	228,07	315	3,940	0,307	0,00212	0,424	0,007	0,952	0,262	0,455	0,060	3,750	1,032	0,143	0,019	0,02857	0,00095	
RG148	RG147	44,86	40,43	41,86	37,43	94,23	0,047	0,181	257,17	315	3,983	0,310	0,0028	0,583	0,009	1,042	0,284	0,544	0,069	4,152	1,132	0,171	0,022	0,02822	0,00030	
RG146	RG147	43,05	40,43	40,05	37,43	72,05	0,036	0,039	152,04	315	3,486	0,272	0,00052	0,144	0,002	0,697	0,204	0,256	0,032	2,429	0,712	0,081	0,010	0,02663	0,00220	
RG147	RG149	40,43	39,00	37,43	36,00	70,72	0,04	0,259	303,02	400	4,319	0,542	0,00383	0,478	0,007	0,986	0,264	0,487	0,061	4,261	1,138	0,195	0,024	0,05042	0,00160	

Collecteur secondaire 1-D

RG116	RG117	89,95	87,26	86,45	85,76	19,58	0,035	0,019	116,72	315	3,437	0,268	0,00019	0,071	0,001	0,585	0,189	0,179	0,024	2,011	0,650	0,056	0,008	0,02658	0,00249	vérifier
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	-----	-------	-------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---------	---------	----------

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG117	RG118	87,26	86,18	85,76	83,18	6,95	0,011	0,026	163,11	315	1,927	0,150	0,00026	0,173	0,002	0,740	0,202	0,281	0,031	1,426	0,389	0,088	0,010	0,01475	0,00124	
RG118	RG119	86,18	83,46	83,18	81,46	17,91	0,04	0,044	155,96	315	3,674	0,286	0,00044	0,154	0,002	0,712	0,200	0,265	0,029	2,615	0,733	0,083	0,009	0,02818	0,00242	
RG119	RG120	83,46	83,59	81,46	80,59	14,66	0,025	0,058	188,92	315	2,905	0,226	0,00058	0,256	0,003	0,843	0,212	0,342	0,036	2,449	0,617	0,108	0,011	0,02205	0,00168	
RG120	RG121	83,59	82,68	80,59	79,48	34,06	0,032	0,092	214,45	315	3,287	0,256	0,00092	0,359	0,004	0,914	0,225	0,414	0,043	3,005	0,738	0,131	0,013	0,02468	0,00164	
RG121	RG122	82,68	79,99	79,48	76,89	16,80	0,035	0,108	223,94	315	3,437	0,268	0,00108	0,403	0,004	0,939	0,230	0,443	0,045	3,229	0,790	0,139	0,014	0,02569	0,00160	
RG122	RG53	79,99	75,51	76,89	72,51	25,37	0,04	0,133	236,14	315	3,674	0,286	0,00133	0,465	0,005	0,978	0,237	0,479	0,049	3,594	0,870	0,151	0,015	0,02729	0,00153	

Collecteur secondaire 2-D

RG57	RG58	67,69	65,80	65,30	64,30	28,23	0,035	0,020	118,98	315	3,437	0,268	0,00023	0,075	0,001	0,593	0,191	0,184	0,025	2,037	0,657	0,058	0,008	0,02654	0,00245	vérifier
RG58	RG56	65,80	63,84	64,30	62,24	61,10	0,034	0,063	183,96	315	3,388	0,264	0,00072	0,239	0,003	0,825	0,214	0,330	0,037	2,795	0,726	0,104	0,012	0,02567	0,00192	

Collecteur secondaire 3-D

RG59	RG60	62,89	61,63	59,89	58,30	39,60	0,04	0,028	131,65	315	3,674	0,286	0,00032	0,098	0,001	0,631	0,194	0,211	0,026	2,318	0,714	0,067	0,008	0,02830	0,00254	vérifier
RG60	RG44	61,63	61,04	58,30	56,62	48,00	0,035	0,062	181,86	315	3,437	0,268	0,00071	0,232	0,003	0,817	0,213	0,324	0,037	2,809	0,733	0,102	0,012	0,02606	0,00197	

Collecteur secondaire 4-D

RG74	RG75	59,44	59,90	57,44	57,90	57,39	0,093	0,041	129,66	315	5,603	0,436	0,00047	0,094	0,001	0,625	0,194	0,207	0,026	3,502	1,086	0,065	0,008	0,04317	0,00389	vérifier
RG75	RG46	59,90	58,76	57,90	56,69	59,71	0,036	0,083	201,82	315	3,486	0,272	0,00095	0,306	0,003	0,882	0,223	0,377	0,042	3,076	0,779	0,119	0,013	0,02620	0,00177	

Collecteur secondaire 5-D

RG108	RG109	43,08	42,19	40,08	39,19	21,60	0,041	0,012	95,37	315	3,720	0,290	0,00016	0,041	0,001	0,500	0,187	0,137	0,023	1,860	0,696	0,043	0,007	0,02882	0,00274	vérifier
RG109	RG110	42,19	41,42	39,19	38,92	25,22	0,011	0,026	163,11	315	1,927	0,150	0,00034	0,173	0,002	0,740	0,209	0,281	0,034	1,426	0,402	0,088	0,011	0,01467	0,00116	
RG110	RG111	41,42	40,92	38,92	37,96	55,12	0,018	0,056	198,30	315	2,465	0,192	0,00073	0,292	0,004	0,873	0,227	0,368	0,044	2,151	0,560	0,116	0,014	0,01847	0,00119	

Collecteur principal D

RG51	RG52	79,48	78,86	76,98	75,86	24,12	0,046	0,024	121,04	315	3,940	0,307	0,00024	0,078	0,001	0,599	0,190	0,188	0,024	2,360	0,749	0,059	0,008	0,03045	0,00283	vérifier
RG52	RG53	78,86	75,51	75,86	72,51	47,09	0,05	0,070	178,02	315	4,108	0,320	0,0007	0,219	0,002	0,802	0,208	0,315	0,034	3,294	0,853	0,099	0,011	0,03130	0,00250	
RG53	RG54	75,51	70,76	72,51	67,76	54,87	0,046	0,258	294,92	315	3,940	0,307	0,00257	0,841	0,008	1,127	0,277	0,702	0,066	4,442	1,093	0,221	0,021	0,02812	0,00050	

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG54	RG55	70,76	66,44	67,76	64,44	43,97	0,046	0,289	307,67	400	4,622	0,580	0,00291	0,498	0,005	0,999	0,241	0,498	0,051	4,617	1,114	0,199	0,020	0,05514	0,00289
RG55	RG56	66,44	63,84	64,44	62,24	45,00	0,049	0,321	316,55	400	4,757	0,598	0,00036	0,537	0,001	1,021	0,188	0,519	0,023	4,859	0,894	0,208	0,009	0,05939	0,00561
RG56	RG44	63,84	61,04	62,24	59,54	56,38	0,048	0,424	352,63	400	4,717	0,592	0,00409	0,716	0,007	1,081	0,262	0,623	0,060	5,099	1,236	0,249	0,024	0,05515	0,00183
RG44	RG45	61,04	60,07	59,54	58,07	23,35	0,042	0,503	386,07	400	4,392	0,552	0,00499	0,912	0,009	1,139	0,284	0,744	0,069	5,003	1,249	0,298	0,027	0,05017	0,00052
RG45	RG46	60,07	58,76	58,07	56,69	29,44	0,047	0,524	383,01	400	4,672	0,587	0,00618	0,892	0,011	1,138	0,299	0,733	0,074	5,317	1,397	0,293	0,030	0,05250	0,00031
RG46	RG47	58,76	56,38	56,69	54,38	50,57	0,046	0,671	422,70	500	5,343	1,048	0,00775	0,640	0,007	1,060	0,267	0,577	0,062	5,664	1,427	0,288	0,031	0,09710	0,00274
RG47	RG48	56,38	53,73	54,38	51,73	50,33	0,043	0,735	443,02	500	5,164	1,014	0,00836	0,726	0,008	1,084	0,276	0,629	0,066	5,599	1,426	0,315	0,033	0,09299	0,00177
RG48	RG49	53,73	52,06	51,73	50,06	27,56	0,042	0,771	451,41	500	5,147	1,010	0,0087	0,763	0,009	1,098	0,280	0,653	0,067	5,650	1,441	0,327	0,034	0,09231	0,00140
RG49	RG50	52,06	50,64	50,06	48,64	30,13	0,047	0,809	450,54	500	5,432	1,066	0,00907	0,759	0,009	1,096	0,279	0,651	0,067	5,954	1,514	0,325	0,033	0,09753	0,00159
RG132	RG133	50,65	49,00	47,15	46,00	23,90	0,048	0,840	471,24	500	5,000	0,981	0,00936	0,856	0,010	1,131	0,289	0,711	0,071	5,657	1,446	0,356	0,035	0,08877	0,00045
RG133	RG134	49,00	48,25	46,00	45,34	13,48	0,049	0,857	474,83	500	5,000	0,981	0,00952	0,873	0,010	1,135	0,291	0,721	0,071	5,676	1,455	0,361	0,036	0,08860	0,00029
RG134	RG135	48,25	46,94	45,34	43,94	26,71	0,034	0,891	497,02	500	4,603	0,903	0,00985	0,986	0,011	1,141	0,303	0,796	0,075	5,253	1,393	0,398	0,038	0,08048	0,00082

RG135	RG136	46,94	45,84	43,94	42,84	19,69	0,031	0,912	498,42	500	4,677	0,918	0,01008	0,994	0,011	1,142	0,303	0,803	0,076	5,342	1,419	0,401	0,038	0,08171	0,00090
RG136	RG137	45,84	44,41	42,84	41,41	29,17	0,049	0,942	494,38	500	4,937	0,969	0,01041	0,972	0,011	1,140	0,301	0,785	0,075	5,628	1,487	0,392	0,037	0,08648	0,00072
RG137	RG138	44,41	44,04	41,41	41,04	21,45	0,017	0,965	582,91	630	3,803	1,185	0,01065	0,815	0,009	1,118	0,284	0,686	0,068	4,252	1,079	0,432	0,043	0,10783	0,00120
RG138	RG139	44,04	43,33	41,04	40,33	61,30	0,012	1,030	714,91	800	2,762	1,387	0,01136	0,742	0,008	1,090	0,275	0,640	0,065	3,010	0,761	0,512	0,052	0,12739	0,00252
RG139	RG140	43,33	41,19	40,33	38,19	113,65	0,019	1,150	680,54	800	3,517	1,767	0,01266	0,651	0,007	1,063	0,265	0,583	0,061	3,739	0,931	0,467	0,049	0,16405	0,00501
RG140	RG113	41,19	41,08	38,19	38,08	9,09	0,012	1,155	738,52	800	2,840	1,427	0,01272	0,810	0,009	1,116	0,283	0,683	0,068	3,171	0,804	0,546	0,055	0,12998	0,00155
RG113	RG111	41,08	40,92	38,08	37,96	9,55	0,013	1,160	731,14	800	2,931	1,472	0,01279	0,788	0,009	1,108	0,281	0,669	0,067	3,247	0,822	0,536	0,054	0,13444	0,00193
RG111	RG112	40,92	38,88	37,96	35,88	53,45	0,03	1,245	576,61	630	5,051	1,570	0,01391	0,790	0,010	1,109	0,280	0,670	0,070	5,602	1,425	0,423	0,043	0,14000	0,00180
RG112	RG97	38,88	37,28	35,88	34,24	46,11	0,03	1,270	580,95	630	5,051	1,570	0,01424	0,810	0,010	1,115	0,280	0,680	0,070	5,635	1,436	0,429	0,043	0,14000	0,00150

Collecteur secondaire 1-E

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG162	RG163	36,08	36,47	33,76	32,97	63,52	0,012	0,072	235,11	315	2,013	0,157	0,0008	0,459	0,005	0,975	0,242	0,476	0,051	1,961	0,487	0,150	0,016	0,01488	0,00077	vérifier
RG163	RG155	36,47	35,82	32,97	31,82	45,52	0,025	0,124	251,21	315	2,905	0,226	0,00137	0,548	0,006	1,027	0,253	0,525	0,056	2,984	0,734	0,165	0,018	0,02126	0,00089	
RG152	RG153	41,71	40,33	38,71	37,33	31,57	0,044	0,036	142,10	315	3,854	0,300	0,0004	0,120	0,001	0,663	0,197	0,234	0,028	2,554	0,759	0,074	0,009	0,02962	0,00260	
RG153	RG154	40,33	38,91	37,33	36,11	26,96	0,045	0,067	178,61	315	3,897	0,304	0,00073	0,221	0,002	0,804	0,210	0,316	0,035	3,135	0,820	0,100	0,011	0,02963	0,00231	
RG154	RG155	38,91	35,82	36,11	33,53	52,76	0,049	0,127	223,42	315	4,067	0,317	0,0014	0,401	0,004	0,938	0,234	0,441	0,048	3,815	0,952	0,139	0,015	0,03028	0,00177	
RG155	RG103	35,82	31,91	33,53	29,99	72,44	0,049	0,333	320,83	400	4,769	0,599	0,00367	0,556	0,006	1,031	0,253	0,530	0,056	4,917	1,209	0,212	0,023	0,05623	0,00232	

Collecteur secondaire 2-E

RG164	RG165	36,32	33,91	33,32	31,91	30,59	0,046	0,035	139,44	315	3,940	0,307	0,00038	0,114	0,001	0,654	0,196	0,229	0,027	2,578	0,772	0,072	0,009	0,03031	0,00269	vérifier
RG165	RG102	33,91	35,73	31,91	31,23	34,99	0,02	0,075	216,93	315	2,598	0,202	0,00082	0,371	0,004	0,920	0,230	0,422	0,046	2,392	0,597	0,133	0,014	0,01942	0,00120	

Collecteur Principal E

RG100	RG101	36,92	32,72	33,92	31,72	119,2	0,018	0,173	301,85	400	2,917	0,366	0,00426	0,473	0,012	0,983	0,309	0,484	0,078	2,869	0,903	0,194	0,031	0,03238	0,00059	Vérifier
RG101	RG102	32,72	35,73	31,72	31,23	147,15	0,015	0,386	423,20	500	3,062	0,601	0,00948	0,642	0,016	1,061	0,347	0,578	0,089	3,248	1,061	0,289	0,045	0,05061	0,00347	
RG102	RG103	35,73	31,91	31,23	28,91	90,26	0,026	0,563	441,03	500	4,004	0,786	0,01143	0,717	0,015	1,081	0,336	0,624	0,086	4,329	1,346	0,312	0,043	0,06714	0,00358	
RG103	RG166	31,91	32,84	28,91	27,93	113,2	0,009	1,026	754,56	800	2,381	1,196	0,01652	0,857	0,014	1,132	0,330	0,712	0,084	2,695	0,785	0,570	0,067	0,10310	0,00456	
RG166	RG167	32,84	29,84	27,93	27,02	106,59	0,009	1,169	792,40	800	2,381	1,196	0,01809	0,977	0,015	1,140	0,341	0,788	0,088	2,715	0,812	0,631	0,070	0,10153	0,00613	
RG167	RG170	29,84	27,05	27,02	24,06	46,60	0,04	1,266	612,34	800	5,130	2,577	0,0192	0,491	0,007	0,995	0,268	0,494	0,062	5,104	1,373	0,395	0,050	0,23860	0,00660	

Collecteur Principal F

RG93	RG149	42,23	39,00	40,23	36,00	104,3	0,041	1,748	689,00	800	5,171	2,598	0,02777	0,673	0,011	1,069	0,301	0,596	0,075	5,526	1,554	0,477	0,060	0,23203	0,00179	Vérifier
RG149	RG88	39,00	37,67	36,00	34,67	48,63	0,027	2,034	785,04	800	4,248	2,134	0,03195	0,953	0,015	1,139	0,340	0,771	0,087	4,840	1,443	0,616	0,070	0,18149	0,01061	
RG88	RG168	37,67	37,09	34,67	33,09	78,23	0,02	3,200	986,42	1000	4,220	3,312	0,04627	0,966	0,014	1,140	0,331	0,780	0,085	4,809	1,396	0,780	0,085	0,28497	0,01314	
RG168	RG97	37,09	37,28	33,09	32,28	76,51	0,011	3,242	996,86	1000	4,156	3,263	0,04682	0,994	0,014	1,142	0,334	0,803	0,086	4,747	1,389	0,803	0,086	0,27945	0,01419	
RG97	RG105	37,28	33,97	34,24	30,41	87,29	0,044	4,988	1166,11	1200	4,753	5,373	0,08053	0,928	0,015	1,139	0,340	0,755	0,087	5,416	1,615	0,905	0,105	0,45678	0,02680	
RG105	RG106	33,97	30,98	30,41	27,98	65,20	0,037	5,090	1135,53	1200	5,207	5,886	0,08165	0,865	0,014	1,134	0,330	0,717	0,084	5,903	1,719	0,860	0,101	0,50694	0,02279	

Annexe

Calcul hydraulique (suite)

RG106	RG169	30,98	28,76	27,98	26,26	26,39	0,046	5,132	1138,99	1200	5,207	5,886	0,08211	0,872	0,014	1,135	0,331	0,721	0,084	5,910	1,722	0,865	0,101	0,50649	0,0232 5
RG169	RG170	28,76	27,06	26,26	24,06	51,92	0,042	5,213	1185,58	1200	4,753	5,373	0,083	0,970	0,015	1,140	0,344	0,783	0,088	5,418	1,634	0,940	0,106	0,45431	0,0292 7
RG170	RG171	27,06	26,58	24,06	23,58	26,61	0,018	6,521	1315,48	1500	5,229	9,235	0,08346	0,706	0,009	1,078	0,284	0,617	0,069	5,636	1,486	0,926	0,103	0,84008	0,0089 0

- $C_{T,am}$: cote terrain amont en mètre.
- $C_{T,av}$: cote terrain aval en mètre.
- $C_{R,am}$: Cote de radier amont en mètre.
- $C_{R,av}$: cote de radier aval en mètre.
- $Dis(m)$: longueur des tronçons
- $I (m/m)$: pente équivalente de chaque tronçon.
- $Q(m^3/s)$: débit d'écoulement de chaque tronçon.
- $D_{cal} (mm)$: diamètre calculé de chaque tronçon.
- $D_{nor} (mm)$: diamètre normalisé de chaque tronçon.
- $V_{ps} m/s$: vitesse en pleine section.
- $Q_{ps} (m^3/s)$: débit en pleine section.
- $Q_{usé} (l/s)$: débit en temps sec.
- $R_q, R_{q,min}$: rapports des débits.
- $R_v, R_{v,min}$: rapports des vitesses.
- $R_h, R_{h,min}$: rapports des hauteurs.
- V, V_{min} : vitesses et la vitesse minimale en temps sec de l'écoulement respectivement.
- H, H_{min} : hauteurs de remplissage en temps de pluie et en temps sec respectivement

