

DÉDICACE

À chaque étape cruciale de notre existence, il est naturel de faire une halte, de jeter un regard en arrière, et de se souvenir de toutes celles et ceux qui ont traversé notre chemin. Ceux qui ont partagé nos joies, mais surtout nos peines ; ceux qui nous ont tendu la main sans attendre un mot, qui nous ont soutenus sans condition, aimés sans limite. À ces êtres précieux, nous devons une part essentielle de notre bonheur. Et lorsque le malheur frappe, c'est vers eux que nos pensées s'envolent, souvent avec des larmes mêlées de gratitude.

C'est à ces âmes généreuses que je dédie humblement ces lignes, en témoignage de ma profonde reconnaissance.

À ma mère, dont l'amour inépuisable, la force discrète et les sacrifices silencieux ont été le socle de mon parcours. Son soutien indéfectible m'a porté à chaque étape, et sans elle, je ne serais pas celui que je suis aujourd'hui.

À mon père, guide patient et dévoué, dont les efforts constants et l'engagement dans mon éducation ont tracé la voie que j'ai suivie avec confiance.

À mes frères, mes fidèles compagnons, mon appui inébranlable dans les moments de doute comme dans ceux de réussite.

Et enfin, à toute ma famille, sans exception, pour leur affection, leur présence, et leur soutien sans faille, qui ont toujours été pour moi une source de courage et de motivation

MERCI à tous.

Remerciement

Avant tout, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant, source de force et d'inspiration, pour m'avoir accordé l'ambition, la volonté et la persévérance nécessaires à l'accomplissement de ce travail, réalisé avec amour, honnêteté et passion.

J'adresse ma profonde reconnaissance à mon encadrant, Monsieur TOUMI S., pour ses conseils éclairés, ses orientations précieuses et son accompagnement constant qui ont grandement facilité l'élaboration de ce mémoire.

Je remercie également les membres du jury pour le temps qu'ils consacreront à l'évaluation de ce travail et pour l'intérêt qu'ils lui accorderont.

Mes sincères remerciements vont également à l'ensemble des enseignants de l'ENSH, pour la qualité de leur enseignement, leur disponibilité et leur engagement tout au long de mon parcours académique.

Enfin, je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les personnes, proches ou moins proches, qui m'ont soutenu, aidé ou encouragé à un moment ou un autre de cette aventure.

Que Dieu vous protège et vous comble de Ses bienfaits. Merci infiniment

sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

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

Chapitre I: Présentation de l'agglomération

Introduction.....	3
I.1 I.1Caractéristiques géographiques	3
I.1.1 Situation géographique de la commune LAKHDARIA.....	4
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.....	5
I.3 Caractéristique climatique	5
I.3.1 Températures	5
I.3.2 Précipitation	6
I.4 Situation hydraulique	7
I.4.1 Alimentation en eau potable	7
I.4.1Assainissement	7
Conclusion.....	7

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	9
II.1 Définition	9
II.1.1Période de retour	9
II.1.1.1Choix de période de retour	9
II.1.2 Les données pluviométriques	9
II.3 Etude des précipitations maximales journalières	11
II.3.1 Les caractéristiques empiriques de la série	11
II.5 Ajustement de la série	12

II.5.1 Ajustement à la loi de Gumbel	12
II.5.2. Ajustement par la loi de Galton (log-normal)	16
II.6 Choix de la loi d'ajustement	18
II.6.1 Test graphique :.....	18
II.6.2 L'interprétation graphique	19
II.6.3 Test de khi-deux (test de Pearson)	19
II.7 Calcul des pluies et des intensités de courte durée	20
II.8 Intensité moyenne maximale	22
Conclusion.....	22

CHAPITRE III : CALCULE DE BASE

Introduction :.....	24
III.1 Situation démographique :	24
III.2 Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :	24
III.3 Systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	24
III.3.1 Système unitaire :	25
III.3.2 système séparatif :	25
III.3.3 Système pseudo-séparatif :.....	25
III.4 Choix du système de notre réseau d'assainissement :	26
III.5 Schémas d'évacuation des eaux collectées en assainissement :	26
III.5.1 Schema prependicularaire	26
III.5.2 Schéma par déplacement latéral :	27
III.5.3 Schéma transversal ou oblique.....	27
III.5.4 Schéma par zone étagée.....	27
III.5.4 Schéma radial Le schéma radial.....	28
III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation	28
III.7 Evaluation du coiffassent de ruissellement :	28
III.8 Cas de détermination du coefficient de ruissellement :	29
III.9 Estimation du coefficient du ruissellement pour chaque surface élémentaire :	30
III.9.1 Calcul de coefficient de ruissellement pondérée :	30
III.10 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire.....	31
Conclusion :	31

chapitre IV: Evaluation des débits à évacuer

Introduction :.....	33
IV.1 Estimation des débite usée	33

IV.1.1 Nature des eaux usée.....	33
IV.1.2 Eaux usées d'origine domestique.....	33
IV.1.3 Les eaux usées d'origine industrielle.....	33
IV.1.4 Les eaux des services publics	33
IV.2 Estimation des débits usée domestique.....	33
IV.3 Evaluation du débit moyen journalier rejeté.....	33
IV.4 Evaluation débit de point	34
IV.5 Evaluation des débits des eaux d'infiltration.....	35
IV.6 Evaluation des débits des eaux pluviales	35
IV.6.1 Méthode rationnelle	37
Conclusion.....	39

chapitre V: Dimensionnement du réseau D'égout

Introduction	41
V.1 Condition de dimensionnement	41
V.2 Calcul des sections des ouvrages	41
Conclusion.....	42

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

Introduction :.....	44
VI.1 Les ouvrages principaux :	44
VI.1.1 Canalisation.....	44
VI.1.2 Choix du type de canalisations	44
VI.1.3 Les joints des conduites en béton armé :.....	44
VI.2 Ouvrages annexes	44
VI.2.1 Les branchements :	44
VI.2.2 Bouches d'égout	45
VI.2.3 Les ouvrages d'accès au réseau (les regards) :	45
VI.3 Ouvrages spéciaux	45
VI.3.1 Déversoirs d'orage	46
VI.3.2 Type de déversoir.....	46
VI.3.3 Choix et emplacement des déversoirs d'orage.....	46
VI.3.4 Dimensionnement du déversoir d'orage :	47
Conclusion :	49

Chapitre VII : Organisation du chantier et sécurité de travail

Introduction :	54
VII.1 Etude préliminaire des infrastructures souterraines en voirie.....	51
VII.2 Exécution des travaux.....	51
VII.2.1 Contrôle de la manutention des conduites :	51
VII.2.2 Décapage de la couche végétale	51
VII.2.3Piquetage	52
VII.2.4 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :	52
VII.2.5 Aménagement du lit de pose.....	52
VII.2.6 Mise en place des conduites	53
VII.2.7 Construction des ouvrages hydrauliques	53
VII.2.8 Remblaiement des tranchées	54
VII.2.8 Choix des engins de terrassement :	54
VII.3 Cout de projet :	Error! Bookmark not defined. 6
VII.4 Planification des travaux :	58
VII.4.1Les principales opérations à exécuter :	58
VII.4.2 Détermination des délais.....	58
VII.5 Sécurité de travail	58
VII.5.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	58
VII.5.2 Liste des actions dangereuses ::.....	59
VII.5.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	59

Conclusion générale

Références bibliographiques

ANNEXE

الملخص

الهدف الرئيسي من هذه المذكرة هو دراسة نظام الصرف الصحي لبلدية الأخضرية (ولاية البويرة)، وهي منطقة تشهد توسعاً سريعاً.

وللقيام بذلك، قمنا بدراسة تدفقات مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار، ومن ثم تصميم شبكة صرف مناسبة. تأخذ هذه الدراسة في الاعتبار خصائص المدينة، ولا سيما تضاريسها ومخططها العمراني ومناخها. فالهدف من ذلك هو ضمان كفاءة تصريف المياه خارج المحيط العمراني، مع تقليل تأثيرها السلبي على البيئة

Résume :

L'objectif principal de ce mémoire est l'étude du système d'assainissement de la commune de Lakhdaria (wilaya de Bouira), une zone en pleine expansion. Pour ce faire, nous avons analysé les débits des eaux usées et des eaux pluviales, puis conçu un réseau d'assainissement adapté. Cette étude prend en considération les caractéristiques de la ville, notamment sa topographie, son plan d'urbanisme et son climat. L'objectif est d'assurer une évacuation efficace des eaux en dehors du périmètre urbain, tout en réduisant leur impact négatif sur l'environnement.

Mots clé : POS N°2 de la commune de lakhdaria - réseau d'assainissement

Abstract :

The primary objective of this dissertation is to undertake a comprehensive study of the sanitation network of the municipality of Lakhdaria (Bouira Province), an area that is undergoing rapid expansion. In order to achieve this objective, a comprehensive analysis of the wastewater and stormwater flows was conducted, subsequently leading to the design of an optimal drainage network. The present study considers the city's characteristics, particularly its topography, urban planning, and climate with the aim to ensure the efficient evacuation of water outside the urban perimeter minimise its negative environmental impact.

Keywords: Lakhdaria; wastewater and stormwater flows; sanitation network

Liste des tableaux :

Tableau 1-1 représenté températures mensuelles moyennes, moyennes maximales et minimales de notre agglomération	5
Tableau I-2 : représente les précipitations moyennes mensuelles	6
tableau II- : Caractéristique de la station pluviométrique	9
Tableau II.2: La série pluviométrique de 1991-1992 à 2020-2021 :.....	10
Tableau II.3 : Caractéristiques de la série pluviométrique.....	11
Tableau II.4 : Les calculs analytiques sont représentés dans le tableau suivant :.....	13
Tableau II.6 : résultats d'ajustement de Gumbel « hyfran » :.....	14
Tableau II.7 : Ajustement la loi de Galton :.....	15
Tableau II.8 : résultats d'ajustement de Galton « hyfran »	17
Tableau II.9 : Résultats de tests de khi-deux:.....	20
Tableau II.1 : Pluies et Intensités de courtes durées de différentes périodes de retour.....	21
Tableau III.1 : les données démographie :	24
Tableau III.2 : Les avantages et les inconvénients des systèmes :	25
Tableau III.2 : Les avantages et les inconvénients des systèmes : :	29
Tableau II.4: Coefficients de ruissellement pour différentes densités de population	29
Tableau II.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation..	29
Tableau II.6 : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.....	30
Tableau III.7 : nombre des habitants de chaque surface élémentaire.....	31
Tableau IV.1 : Débits d'eaux usées des de chaque surface élémentaire.	34
Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire :	35
Tableau IV.3: Débit total des eaux usées de chaque surface élémentaire. : :	36
Tableau IV.4 : Débits d'eaux parasites de chaque surface élémentaire surface élémentaire..	36
Tableau IV.5 : Débite pluvial de chaque surface élémentaire :	39
Tableau IV.6 : Débite total de chaque surface élémentaire.....	39
Tableau V.1 : coefficients de rugosité en fonction de la nature de la paroi	42
Tableau VII.1: Coefficients du foinnement	56
Tableau VII.2: résultat des volumes calculé :	56

Tableau VII.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet :	56
Tableau VII.4 : Détermination des délais	57

Liste de figures :

Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude	3
Figure I.2 : image satellitaire de la POS N°2 de la cille de lakhadria.....	3
Figure I.3: Histogramme représentant l'évolution mensuelle des températures moyennes,;....	6
Figure I.4: courbe représentant les précipitations moyennes	6
Figure II.1 : Ajustement graphique a la loi de Gumbel.....	15
Figure II.2 : ajustement graphique à la loi de Galton:.....	18
Figure II.3 : comparaison entre les deux lois	19
Figure III.1 : schéma perpendiculaire	26
Figure III.2 : Schéma par déplacement latéral	27
Figure III.3 : schéma transversal oblique :.....	27
Figure III.4 : Schéma par zone étagée.....	27
Figure III.5 : schéma radial:	28
Figure VI.1 : Branchement de servise avec inclinaison:.....	45
Figure VI.2 : schéma type d'un DVO	46
Figure VI.3 : Schéma descriptif d'un DVO type latéral	47
Figure VII.1 : Aménagement du lit de pose	53

Introduction générale

L'assainissement est devenu par une définition classique, une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation de toutes les eaux de différentes natures. L'eau ne peut pas s'écouler naturellement, elles doivent être guidées, canalisées pour être dirigées vers des émissaires ou artificiels et d'autres fois être épurées et traitées avant de prendre leur rejet définitif. L'assainissement est l'ensemble des techniques qui peuvent permettre l'évacuation hydraulique des eaux pluviales ou des eaux usées, Il existe trois catégories d'eaux usées, les eaux de précipitation, les eaux usées d'origine domestique et les eaux industrielles.

Toutes ces eaux véhiculent des matières organiques ou minérales en suspension, peut créer plusieurs problèmes au niveau des regards et les collecteurs, tel que les bouchages, les fuites et les cassures, ce qui engendrent successivement les stagnations, l'affaissement du terrain ainsi que le débordement de ces eaux usées.

Le rôle majeur de réseau d'assainissement est triple, il se peut assurer la protection contre les inondations, permettre la protection de la santé publique et préserve l'environnement contre les rejets des eaux usées.

L'objectif de cette étude est de développer un système d'assainissement optimal pour le POS N°2 de la ville de Lakhdaria, visant à éliminer les insuffisances du réseau existant, tout en assurant une solution durable, techniquement efficiente et économiquement viable.

Chapitre I :

Présentation de l'agglomération

Introduction :

Avant d'engager la planification et la réalisation de tout projet de recherche ou d'étude portant sur une agglomération, il est essentiel de présenter une vue d'ensemble de ses caractéristiques principales. Cette étape préliminaire constitue un fondement indispensable à l'élaboration d'une étude pertinente et rigoureuse, notamment pour le dimensionnement adéquat d'un système d'évacuation.

Ce chapitre a pour objectif d'identifier et d'analyser les différentes composantes de la zone d'étude, en particulier ses aspects géographiques, physiques et hydrauliques, qui influencent directement les choix techniques à adopter.

I.1 Caractéristiques géographiques :

I.1.1 Situation géographique de la commune LAKHDARIA ;

La commune de Lakhdaria est située dans la wilaya de Bouira, au cœur de la région nord de l'Algérie. Cette wilaya est délimitée au nord par les wilayas de Boumerdès et Tizi-Ouzou, au sud par M'Sila, à l'ouest par Blida et Médéa, et à l'est par Béjaïa et Bordj Bou Arreridj.

Lakhdaria occupe la partie nord de la wilaya de Bouira, à environ 45 km du chef-lieu. Sur le plan administratif, elle est bordée par plusieurs communes :

- ✓ Au nord, par Ammal et Chaabet El Aneur (wilaya de Boumerdès),
- ✓ Au sud, par la commune de Maala,
- ✓ À l'est et au sud-est, par la commune de Kadiria,
- ✓ À l'ouest, par la commune de Bouderbala.

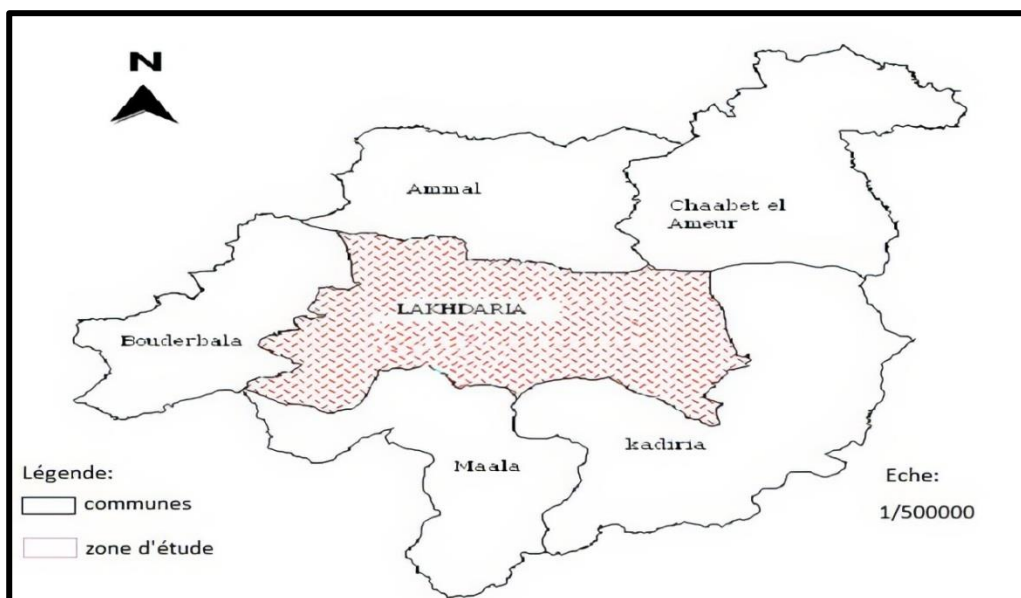


Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude

Chapitre I : présentation de l'agglomération

L'étude, plus précisément le secteur POS N°2 est située au centre de la ville de Lakhdaria. Sa superficie est de 40 hectares.

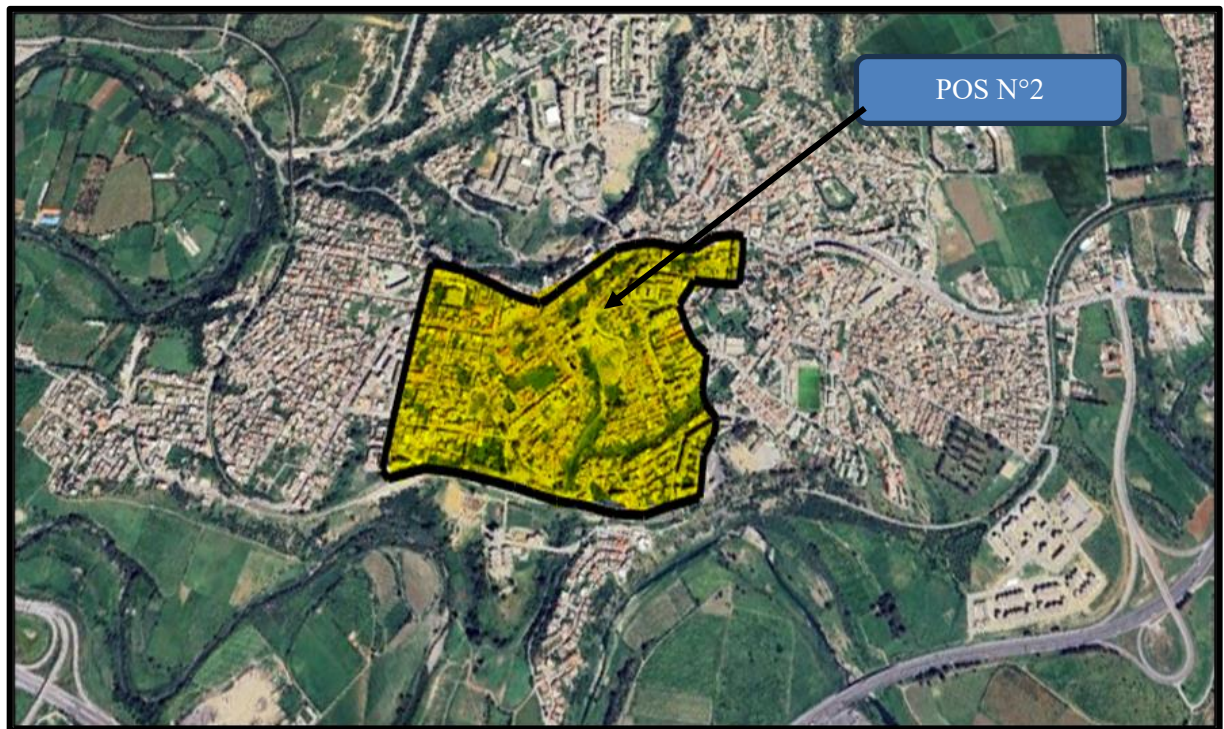


Figure I.2 : image satellitaire de la POS N°2 de la ville de Lakhdaria

I.2 Caractéristiques physiques :

I.2.1. Situation topographique et relief

La commune de Lakhdaria présente un relief contrasté, avec des altitudes variant de 1000 mètres dans les zones montagneuses à environ 500 mètres dans les vallées et plaines environnantes. Le terrain est globalement accidenté, marqué par des pentes relativement fortes, généralement orientées du nord vers le sud, avec des inclinaisons variant entre 5 % et 20 %. Ce relief montagneux influence directement les modes d'occupation du sol ainsi que les pratiques agricoles locales.

I.2.2. Sismicité

À la suite du séisme majeur de Boumerdès en 2003, qui a entraîné d'importantes pertes humaines et matérielles, la wilaya de Bouira et en particulier la commune de Lakhdaria a été classée en zone sismique 3. Cette classification traduit un risque sismique élevé, impliquant une probabilité accrue d'activité tellurique dans la région, et impose des normes de construction plus strictes pour la sécurité des infrastructures.

I.2.3. Géologie

L'analyse géologique constitue une étape fondamentale dans la planification des travaux de terrassement, en ce qu'elle permet de définir les précautions techniques à adopter et les équipements appropriés.

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Les investigations menées dans la commune de Lakhdaria indiquent la présence de formations rocheuses non consolidées, caractérisées par une forte hétérogénéité. La structure géologique dominante est composée de sables, formant des sols meubles particulièrement vulnérables à l'érosion et susceptibles d'affecter la stabilité des constructions. Cette nature du sol exige une attention particulière lors de la conception des fondations.

I.2.4 Réseau hydrographique

La région de Lakhdaria est traversée par deux cours d'eau principaux.

- **Oued Isser** : qui se distingue comme l'un des cours d'eau les plus significatifs de la région. Il traverse la ville de Lakhdaria et joue un rôle crucial dans l'irrigation des terres agricoles environnantes. Il est alimenté par les eaux de ruissellement et les petites sources provenant des massifs montagneux, ce qui lui confère une importance écologique et économique pour la région.
- **Oued Bouamoud** : se situe dans les montagnes de l'Atlas Tellien, traverse la région. Il s'agit d'un affluent de l'Oued Rhumel, contribuant ainsi aux ressources hydriques de la région de Lakhdaria.

Il est à noter que, durant les périodes pluvieuses, ces deux oueds peuvent connaître des débordements majeurs, conduisant à des crues significatives.

I.3 Caractéristique climatique :

I.3.1 Températures :

- ✓ Été : les températures estivales sont généralement élevées, avec une fourchette de 30 à 35 °C, et peuvent atteindre des pics de 40 °C pendant les vagues de chaleur.
- ✓ Hiver : les températures hivernales sont plus basses, avec une moyenne entre 5°C et 10°C. Les températures nocturnes peuvent parfois descendre près de 0 °C, en particulier en janvier.

Tableau 1-1 représenté températures mensuelles moyennes, moyennes maximales et minimales de notre agglomération :

	MOIS	Sep t	Oc t	no v	de c	Ja n	fe v	mar s	av r	ma i	jui n	juil l	aou t
TEMPERATU RE	Moy.m ax	29	25	20	17	16	16	19	21	24	28	31	31
	Moy	30	24	19	15	14	15	18	22	26	30	35	34
	Moy.mi n	19	14	10	6	5	6	9	12	16	20	24	23

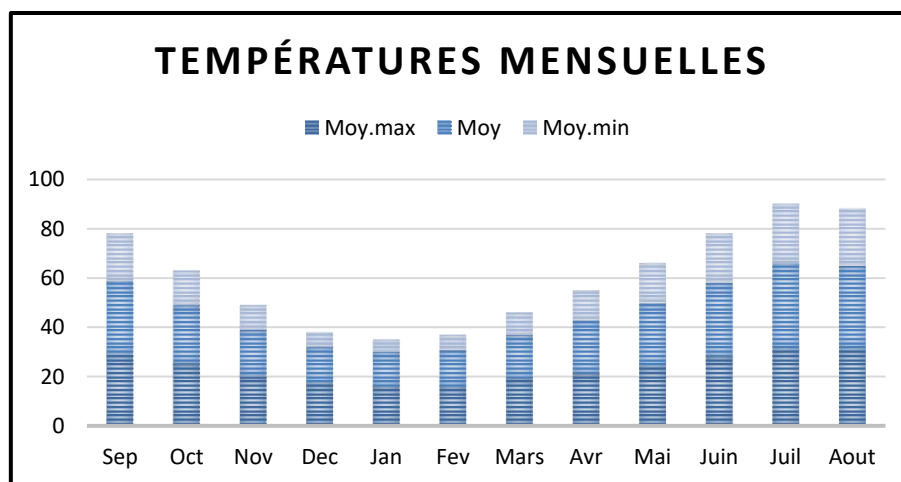


Figure I.3: Histogramme représentant l'évolution mensuelle des températures moyennes,

- D'après les données issues de l'histogramme, la température moyenne annuelle varie entre 15 °C et 30 °C. Les températures les plus élevées sont enregistrées durant la saison estivale, notamment au mois d'août, considéré comme le mois le plus chaud et sec de l'année. À partir de cette période, une baisse progressive des températures s'observe, atteignant un minimum d'environ 5 °C en janvier, au cœur de l'hiver.

I.3.2. Précipitations

La période des précipitations s'étend généralement d'octobre à avril, avec un pic pluviométrique durant les mois de décembre à février, qui concentrent à eux seuls environ 50 % des précipitations annuelles. La pluviométrie moyenne annuelle s'élève à environ 600 mm.

Tableau I-2 : représente les précipitations moyennes mensuelles

Mois	Sep	oct.	nov.	déc.	Jan	fév.	Mars	avr.	Mai	Juin	Juil	Aout
Précipitation (mm)	42.6	62.3	71.4	112	118.7	112.9	80.5	42	26.5	12	3.2	2.3

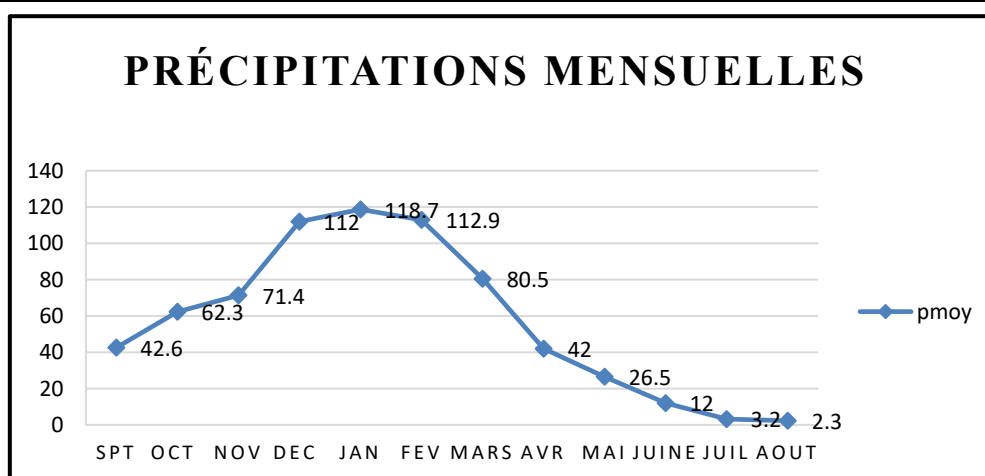


Figure I.4: courbe représentant les précipitations moyennes

Chapitre I : présentation de l'agglomération

- Selon la courbe caractéristique, les précipitations moyennes mensuelles présentent des variations notables. De septembre à janvier, une tendance à la hausse est observée, culminant à un maximum de 118,7 mm en janvier. Ensuite, les précipitations diminuent progressivement, atteignant un minimum de 2,3 mm durant la période sèche.

I.4 Situation hydraulique :

I.4.1 Alimentation en eau potable :

Le POS N°2 de la commune de LAKHDARIA est alimenté en eaux potables à partir de quelques piquages sur le réseau existant qui est alimenté à partir du réservoir 2x2000 m³ Hammana. Une conduite de refoulement traverse notre site pour alimenter ce dernier à partir de champ de captage BORDJA.

Le réseau de distribution existant est mixte (maillé et ramifié) avec les diamètres : Ø60, Ø80, Ø100 PVC et Ø200, Ø250 et Ø350 Amiante-ciment. Le réseau réalisé en PEHD est en bon état mais celui réalisé en Amiante est vétuste et est appelé à être rénové en PEHD.

I.4.1 Assainissement :

Le POS N°2 de lakhdaria est desservi par un réseau d'égouts unitaire composé de tuyaux en PVC de différents diamètres allant de 315 mm à 1200 mm Le réseau est fortement dégradé et souffre de nombreuses obstructions qui sont aggravées par les fréquentes inondations en hiver. En été, les odeurs sont très désagréables. Ceci met en évidence la nécessité d'une étude approfondie pour proposer un schéma d'assainissement adapté à la configuration urbaine actuelle.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté un aperçu global de la zone d'étude en exposant les principales données géologiques, topographiques, géographiques, climatologiques de l'agglomération concernée. Cette analyse constitue une base préalable à l'élaboration de l'étude d'exécution du réseau d'assainissement du POS N°2 de la ville de lakhdaria.

Chapitre II :

Etude hydrologique

INTRODUCTION

L'hydrologie est une branche scientifique qui se consacre à l'étude de l'eau, en examinant sa distribution, ses déplacements ainsi que ses propriétés physiques, chimiques et biologiques dans les environnements terrestres. Elle couvre l'analyse des précipitations, de la pénétration de l'eau dans le sol, du ruissellement en surface et de l'écoulement des masses d'eau au sein des rivières naturelles ou des aménagements artificiels tels que les canaux et les conduites souterraines. Essentielle pour la compréhension du cycle hydrologique, cette science permet d'estimer des paramètres fondamentaux comme le débit des eaux pluviales, jouant ainsi un rôle déterminant dans la gestion des ressources hydriques et la conception des infrastructures liées à l'eau.

II.1 Définition :

II.1.1 Période de retour :

La période de retour, un indicateur clé dans le secteur de l'hydrologie, représente le temps moyen entre deux occurrences d'un phénomène météorologique donné, tel que les précipitations intenses. Elle constitue un indicateur essentiel pour évaluer la fréquence de survenue d'un phénomène donné et pour la mise en place de stratégies de gestion des risques hydrologiques et de conception d'infrastructures adaptées.

II.1.1.1 Choix de période de retour :

Le choix de la période de retour est fonction de plusieurs critères, notamment le type d'ouvrage à concevoir, le niveau de risque acceptable et l'importance des conséquences en cas de défaillance. Il est à noter que plus une infrastructure n'est critique (barrage, station d'épuration, pont), plus la période de retour choisie ne sera élevée. Cette mesure permettra d'assurer la fiabilité de l'infrastructure face à des événements rares et intenses.

Pour le dimensionnement d'un réseau, on choisit une période de retour de 10 ans. Cela signifie qu'une intensité maximale des précipitations est susceptible de se produire au moins une fois tous les 10 ans en moyenne.

II.1.2 Les données pluviométriques

L'analyse des données est une étape cruciale avant d'entreprendre l'étude d'un projet d'assainissement, il est impératif d'utiliser une série pluviométrique qui comporte des données sur les précipitations maximales journalières couvrant la période la plus longue possible.

La station pluviométrique LAKHDARIA GORGES est prise comme station de référence pour notre étude, distante de 10 km de notre P.O.S, ses caractéristiques sont représentées dans le **tableau II-1** :

Nom	Code	Coordonnées (UTM)	Période d'observation
LAKHDARIA GORGES	090502	X : 579.3	1992-2022
		Y : 370	
		Z : 50	

Chapitre II : Etude hydrologique

La station sélectionnée a une série de données qui montre les précipitations mensuelles et les maximaux journaliers sur une période de 30 années. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau II.2: La série pluviométrique de 1991-1992 à 2020-2021 :

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pmax _j (m m)
1991-1992	16,1	54,5	32,5	4	84,2	17	20,5	56,7	32,4	13	3,8	0	84,2
1992-1993	16,3	33,1	67,5	59,9	9,5	34,5	12,1	16,2	24,1	0	0,4	4	67,5
1993-1994	23,3	46	28,6	20,1	34,4	18,1	0	21,7	4,9	3,6	0	0	46
1994-1995	23,7	18,1	20,1	41	60,2	20,6	27	10,1	2,3	4,1	0	8,3	60,2
1995-1996	2,7	10,2	10,2	25,5	31,1	57,6	16	45,2	11,1	36	2,6	24	57,6
1996-1997	27,7	15,3	17,5	16,4	9	11,7	11,1	18	6	3,5	1,2	2,6	27,7
1997-1998	20,4	41,6	48	29,2	21,6	57,6	14,6	51,7	48,5	3,5	0	2,7	57,6
1998-1999	11,4	64,6	21,1	25	30	16,5	19,3	10,1	3,4	0	0	1,2	64,6
1999-2000	6,2	6,7	30	54	3	6,5	5,3	11,3	30,5	0	0,6	1,3	54
2000-2001	6	10,8	29	18,7	71,3	14,6	0,4	14,3	6,3	0	0	0	71,3
2001-2002	6,2	0	16,4	15,1	22,5	5,9	12,8	12,1	18,4	5,4	2,6	24,5	24,5
2002-2003	15,4	26,7	42,5	113	32,3	34,3	11	51,4	5	0,5	0	3,6	112,8
2003-2004	9,6	18,4	29	30,1	38,2	18,2	27,7	32,4	42,4	0	1,3	0	42,4
2004-2005	3,9	21,6	31,9	40,5	35,6	23,3	14,4	29,3	3	1	1,1	1,5	40,5
2005-2006	4	20	16,5	31,3	30,8	36,9	29,3	8,5	25,6	0,8	2,1	1,8	55
2006-2007	15,2	4,7	11,9	69,5	3,5	15,4	92,8	39,3	15	2	2,4	3,7	92,8
2007-2008	55,1	117	77,8	23,5	2,5	7	40,1	39,9	24,3	3,6	6,2	0	117,4
2008-2009	15,3	18,4	39,4	21,3	29,6	17,4	20,2	42,4	56	0,4	0	2	56
2009-2010	58	16,7	34	34,4	25,5	46,6	41,8	14,4	14,2	5,3	0	12,7	58
2010-2011	10,2	27,3	40,6	31,9	37,2	53,8	39,9	49,8	39,3	10	0	0	53,8
2011-2012	3,1	21,4	56,4	25,6	28,8	42,1	52,5	45,4	16	0	0	27,8	56,4
2012-2013	2,1	44,5	23,7	10	30,8	40,6	26	17,9	72,5	2,4	0	18	72,5
2013-2014	15,4	6,4	21,7	39,1	15,5	11	54,2	3,8	6,7	4,5	0	0	54,2
2014-2015	7,8	9,6	17,3	79,5	39	40,5	28	0	11,5	9,6	1,3	0	79,5
2015-2016	6,7	40,3	24,5	0	52,6	38,3	51,1	19,8	34,3	0	0	0	52,6
2016-2017	2,4	5,2	23,5	62,6	46,9	21,3	24,1	24,6	0	10,5	0	0	62,6
2017-2018	30,5	24,5	40,7	23,5	20,7	30,7	29,5	49,5	16,4	29,2	0	0	49,5
2018-2019	13,2	28,3	65	58	46,3	17,4	35,1	21,5	19,4	3,8	0	8,2	65
2019-2020	25	12	48	13,3	9,5	0	27,5	24,3	63	6	0,5	6	70,8
2020-2021	2	19,5	10	21,8	14,5	8,3	23,5	22	13,8	5	0	1	61

II.3 Etude des précipitations maximales journalières :

Pour calculer les valeurs extrêmes ou les quantiles, il est nécessaire d'utiliser des ajustements statistiques basés sur des lois de probabilité. Il est donc indispensable de procéder à une modélisation adéquate de la distribution théorique de la série des précipitations journalières maximales, afin de déterminer les intensités pluviométriques les plus élevées et d'estimer le débit de crue associé. Les étapes principales de l'analyse sont les suivantes :

- Trier la série des **P_{max, j}** par ordre croissant.
- Déterminer les paramètres statistiques de la série.
- Réaliser un ajustement graphique de la distribution.
- Identifier les quantiles ainsi que leurs intervalles de confiance.
- Évaluer les averses et les intensités sur des courtes durées.
- Tirer l'intensité moyenne maximale pour la période de retour 10 ans.

II.3.1 Les caractéristiques empiriques de la série :

II.3.1.1 La moyenne [P_{max j}] :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières :

$$N \geq 30 \text{ alors : } P_{\max j} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max j}}{N} = \frac{1868}{30} = 62.26 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{II.1})$$

II.3.1.2 L'écart-type [σ P_{max j}] :

$$N \geq 30 \text{ alors : } \sigma P_{\max j} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max j} - P_{\max j})^2}}{N} = 20.35 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{II.2})$$

II.3.1.3 Coefficient de variation << Cv >> :

$$CV = \frac{\sigma P_{\max j}}{P_{\max j}} = 0.33 \dots \dots \dots (\text{II.3})$$

II.3.1.4 L'exposant climatique :

L'exposant climatique de notre zone d'étude donné par L'ANRH – BLIDA est égal à 0,4.

Tableau II.3 : Caractéristiques de la série pluviométrique

Nombres d'années d'observation	30
Valeur maximal	117.4
Valeur minimal	27.7
Moyenne	62.26
Ecart-type	20.35
Coefficient de variation	0.33

II.5 Ajustement de la série :

L'efficacité d'une méthode d'estimation est fonction des lois de probabilité employées, de la taille de l'échantillon considéré ainsi que de ses caractéristiques. Cependant, de nombreuses études empiriques et théoriques ont été menées afin de déterminer dans quelles conditions une loi particulière s'avère plus performante.

Dans le cadre de cette étude, les ajustements seront réalisés à l'aide du logiciel « Hyfran », en considérant les deux lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (log-normale).

II.5.1 Ajustement à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de Gumbel est :

$$f(x) = e^{-e^{\left(\frac{x-x_0}{a}\right)}} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

- $u = x - x_0$: 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 :

$$f(x) = e^{-e^{\left(\frac{x-x_0}{a}\right)}} = u = -\ln(-\ln f(x)) \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

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

$$x = \frac{1}{a} \times u \times x_0$$

II.5.1.1 Les étapes d'ajustement avec la méthode de GUMBEL :

1. Classer la série des « Pmax, j » par ordre croissant.
2. Utilise la formule de Hazen pour calculer la fréquence expérimentale de chaque valeur de pluie.
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.

a. Calcule analytique :

- **La formule de Hazen :**

$$f(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

Tel que :

- m : Rang des précipitations.

Chapitre II : Etude hydrologique

- N : Nombre d'observation.
- La variable réduite de Gumbel :
- 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 :

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

Tableau II.4 : Les calculs analytiques sont représentés dans le tableau suivant :

Les paramètres	Valeur
$\frac{1}{a}$	15.873
x_0	53.10
$\bar{x}$	62.26

Alors l'équation de gumbel :

$$P = 15.873 u + 62.26$$

Nous calculons le quantile de période de retour (10 ans) en calculant la fréquence F de non-dépassement ($F = 1 - (1/T)$), puis nous déduisons la valeur de la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$u = -\ln(-\ln f \left(1 - \frac{1}{10}\right)) = 2.25 \dots \dots \dots \textbf{(II.7)}.$$

En remplacer la valeur de u sur l'équation « $P_{\max j}$ » :

$$P(10\%) = 15.873 \times 2.25 + 62.26 = 97.97 \text{ mm}$$

Tableau II.5 : Ajustement par la loi de Gumbel

Rang	Pmax j	Classement des <i>Pmax</i> , par ordre croissant	F(x)	U
1	84,2	24,5	0,0167	-1,4096
2	67,5	27,7	0,0500	-1,0972
3	46	40,5	0,0833	-0,9102
4	60,2	42,4	0,1167	-0,7647
5	57,6	46	0,1500	-0,6403
6	27,7	49,5	0,1833	-0,5285
7	57,6	52,6	0,2167	-0,4249
8	64,6	53,8	0,2500	-0,3266
9	54	54	0,2833	-0,2320
10	71,3	54,2	0,3167	-0,1397
11	24,5	55	0,3500	-0,0486
12	112,8	56	0,3833	0,0420
13	42,4	56,4	0,4167	0,1330
14	40,5	57,6	0,4500	0,2250
15	55	57,6	0,4833	0,3188
16	92,8	58	0,5167	0,4150
17	117,4	60,2	0,5500	0,5144
18	56	61	0,5833	0,6180
19	58	62,6	0,6167	0,7269
20	53,8	64,6	0,6500	0,8422
21	56,4	65	0,6833	0,9656
22	72,5	67,5	0,7167	1,0992
23	54,2	70,8	0,7500	1,2459
24	79,5	71,3	0,7833	1,4098
25	52,6	72,5	0,8167	1,5969
26	62,6	79,5	0,8500	1,8170
27	49,5	84,2	0,8833	2,0870
28	65	92,8	0,9167	2,4417
29	70,8	112,8	0,9500	2,9702
30	61	117,4	0,9833	4,0860

b. 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 :

$$\alpha = 15.833 \quad u = 52.72$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : résultats d'ajustement de Gumbel « hyfran »

T	Q	XT	σ	Intervalle de confiance
100	0.99	126	14.5	97-154
50	0.98	115	12.5	90-139
20	0.95	99.8	9.78	80.6-119
10	0.9	88.4	7.74	73.2-104
5	0.8	76.5	5.73	65.2-87.7
3	0.66	67	4.32	58.5-75.5
2	0.5	58.5	3.4	51.9-65.2

Tel que :

- T : Période de retour
- Q : probabilité au non-dépassement
- XT : précipitation maximal journaliers

Pour une période de retour de 10 ans on a :

$$T=10\text{ans} \rightarrow Q=1-\frac{1}{10}=0.9$$

La valeur de u : $u = -\ln(-\ln(0.9)) = 2.25$

D'après le logiciel « hyfran », l'équation de l'ajustement à la loi de Gumbel :

$$P_{\max j} = 15.83 u + 52.72$$

$$\text{Pour } u = 2.25 : \quad P_{\max j} = 88.33 \text{ mm}$$

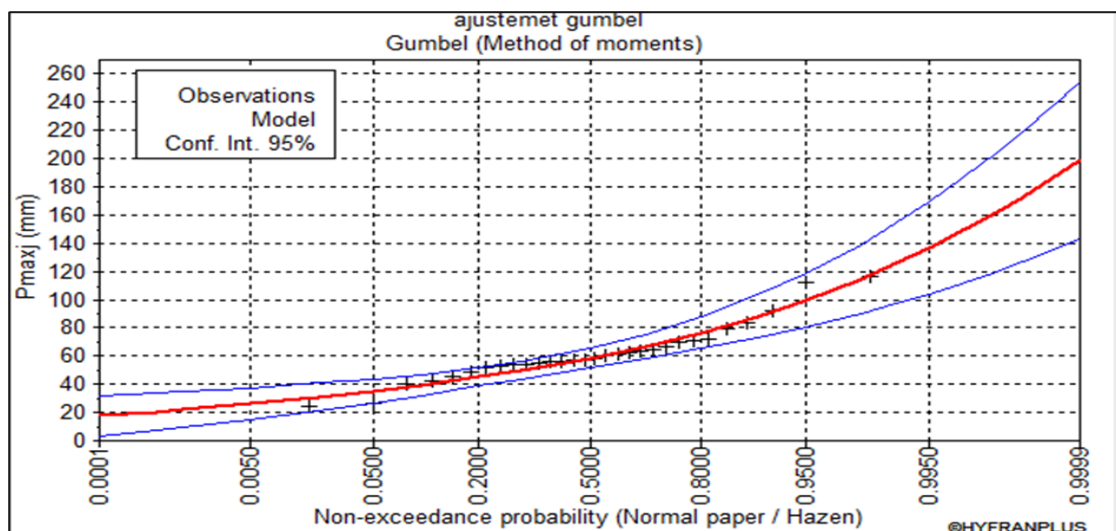


Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

II.5.2 Ajustement par la loi de Galton (log-normal) :

- La fonction de répartition de loi de Galton :

$$f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

Tel que :

- x : variable étudiée (Pmax j)
 - $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de x
 - $\sigma_{\ln(x)}$: Ecart-type de logarithmes de x
- L'équation de quantile est :

$$\ln(x) = \sigma_{\ln(x)} u + \overline{\ln(x)} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

- Les étapes à suivre pour l'ajustement à la loi de Galton :
 - Trier les valeurs des précipitations maximales journalières par ordre décroissant
 - Déterminer la fréquence expérimentale associée à chaque valeur de Pmax,
 - Calculer les caractéristiques statistiques de la série pluviométrique.
 - Calculer les caractéristiques de la série transformée en échelle logarithmique.
 - Déterminer la variable de Galton pour chaque valeur de Pmax,
 -

a. Calcule analytique :

Les caractéristiques de la série logarithmique :

$$\overline{\ln(x)} = \frac{\sum_{i=1}^{n=30} \ln(x)}{30} = \frac{122.4}{30} = 4.08 \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

$$\sigma_{\ln(x)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=30} (\ln(x_i) - \overline{\ln(x)})^2}{N-1}} = 0.33 \dots\dots(\text{II.12})$$

Tableau II.7 : Ajustement la loi de Galton :

Rang	Pmax .j	Les Pmax.j Classe par l'ordre décroissent	Ln(x)	F	U
1	84,20	117,40	4,77	0,0167	2,08
2	67,50	112,80	4,73	0,0500	1,96
3	46,00	92,80	4,53	0,0833	1,36
4	60,20	84,20	4,43	0,1167	1,07
5	57,60	79,50	4,38	0,1500	0,90
6	27,70	72,50	4,28	0,1833	0,62
7	57,60	71,30	4,27	0,2167	0,57
8	64,60	70,80	4,26	0,2500	0,54
9	54,00	67,50	4,21	0,2833	0,40
10	71,30	65,00	4,17	0,3167	0,29
11	24,50	64,60	4,17	0,3500	0,27
12	112,80	62,60	4,14	0,3833	0,17
13	42,40	61,00	4,11	0,4167	0,09
14	40,50	60,20	4,10	0,4500	0,05
15	55,00	58,00	4,06	0,4833	-0,06
16	92,80	57,60	4,05	0,5167	-0,08
17	117,40	57,60	4,05	0,5500	-0,08
18	56,00	56,40	4,03	0,5833	-0,14
19	58,00	56,00	4,03	0,6167	-0,17
20	53,80	55,00	4,01	0,6500	-0,22
21	56,40	54,20	3,99	0,6833	-0,26
22	72,50	54,00	3,99	0,7167	-0,28
23	54,20	53,80	3,99	0,7500	-0,29
24	79,50	52,60	3,96	0,7833	-0,36
25	52,60	49,50	3,90	0,8167	-0,54
26	62,60	46,00	3,83	0,8500	-0,76
27	49,50	42,40	3,75	0,8833	-1,01
28	65,00	40,50	3,70	0,9167	-1,15
29	70,80	27,70	3,32	0,9500	-2,30
30	61,00	24,50	3,20	0,9833	-2,67

b. L'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton en utilisant le logiciel Hyfran :

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

$$\alpha=0.33$$

$$u=4.07$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : résultats d'ajustement de Galton « hyfran »

T			Q	XT	σ	Intervalle de confiance
100.0			0.99	128	15.3	98.2 – 158
50.0			0.98	117	12.8	91.9 – 142
20.0			0.95	102	9.68	83.0 – 121
10.0	0.90	90.3	7.52	75.5 – 105		
5.0	0.80	77.9	5.58	66.9 - 88.8		
3.0	0.66	67.8	4.35	59.3 - 76.4		
2.0	0.50	58.7	3.60	51.7 - 65.8		

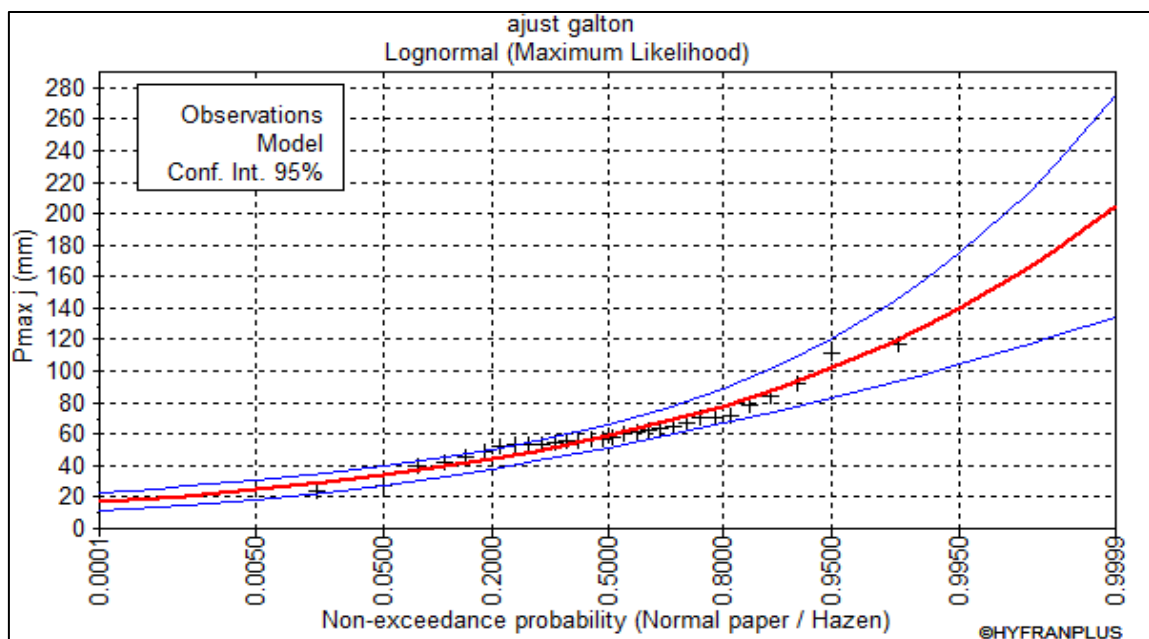


Figure II.2 : ajustement graphique à la loi de Galton

II.6 Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on ajuste une loi de probabilité théorique, l'objectif est de déterminer dans quelle mesure cette loi correspond aux données observées. Le choix d'une loi repose généralement sur deux types de critères : l'ajustement graphique et les tests de dispersion. L'ajustement graphique consiste à comparer visuellement la courbe de la loi théorique à la distribution des données réelles. En parallèle, les tests de dispersion permettent d'évaluer de manière quantitative la concordance entre la loi théorique et les données observées.

II.6.1 Test graphique :

Le test repose sur l'observation visuelle du tracé ajusté. Il s'agit de vérifier la disposition des points sur le papier de probabilité afin de s'assurer qu'ils sont correctement alignés, sans déviation ni courbure anormale.

II.6.2 L'interprétation graphique :

D'après le résultat graphique qui se présente dans les figures II-1 et II-2

On remarque que :

-L'ajustement graphique à la loi de Galton est meilleur que l'ajustement graphique de Gumbel car les points sont plus proches du droit théorique avec bonne convergence.

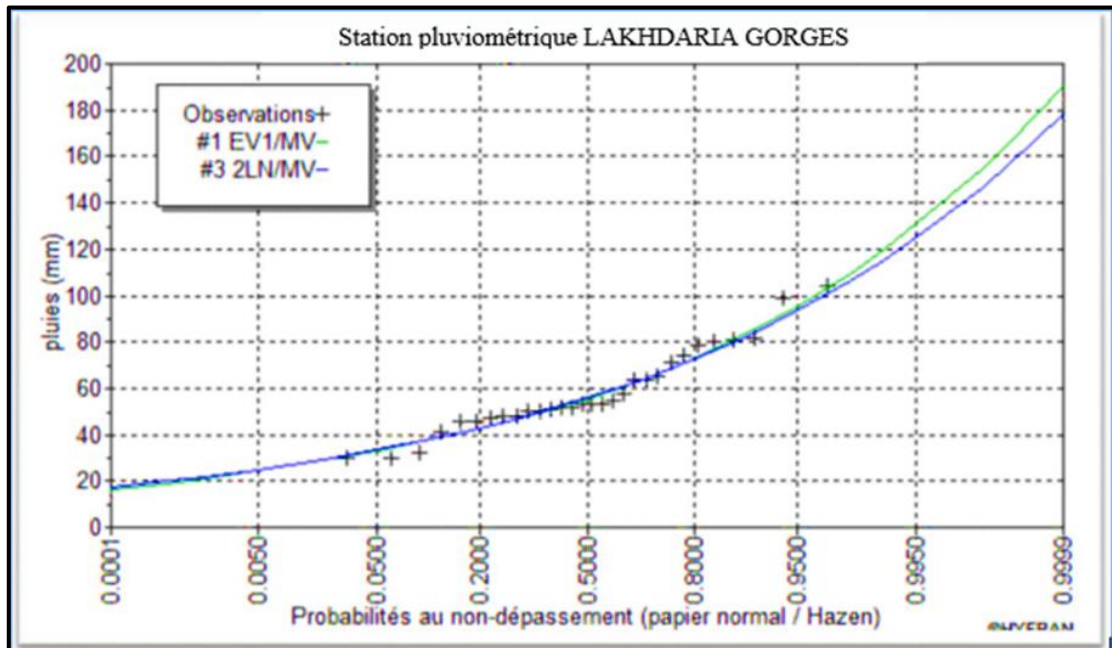


Figure II.3 : comparaison entre les deux lois

II.6.3 Test de khi-deux (test de Pearson) :

Le test du khi-carré, également appelé test de Pearson, est une méthode statistique permettant d'évaluer si les écarts entre des données observées et des valeurs théoriques sont statistiquement significatifs.

a. Application :

- Le test du khi-deux (χ^2) permet de mesurer l'écart entre les fréquences observées et les fréquences théoriques. L'ajustement est considéré comme adéquat si :
 - χ^2 calculé $<$ χ^2 théorique (selon un seuil de signification choisi).
 - On consulte ensuite la table de la loi du khi-deux pour déterminer la valeur p (P-value) associée à la statistique χ^2 calculée.
- Le test repose sur les deux hypothèses suivantes :
 - Hypothèse nulle H_0 : les observations suivent la distribution théorique.
 - Hypothèse alternative H_1 : les observations ne suivent pas cette distribution.

Chapitre II : Etude hydrologique

Décision :

- Si $P(\chi^2) \geq 0,05$ (niveau de signification $\alpha = 5 \%$), on ne rejette pas H_0 : les données sont compatibles avec la distribution théorique.
- Si $P(\chi^2) < 0,05$, on rejette l'hypothèse nulle H_0 , ce qui indique que les données ne suivent pas la distribution théorique.

Tableau II.9 : Résultats de tests de khi-deux

Loi d'ajustement	Nombre de paramètre	Degré de liberté	χ^2 théorique	χ^2 calculé	Observation
Gumbel	7	4	9.94	3.13	χ^2 théorique $>$ χ^2 calculé ➤ Condition vérifiée
Log normal	7	4	9.94	5.93	χ^2 théorique $>$ χ^2 calculé ➤ Condition vérifiée

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

b. Sélection de loi :

D'après les deux graphes d'ajustement, on voit que les pluies maximales par jour suivent bien les deux lois. Mais l'intervalle de confiance de la loi Log-Normale est plus étroit que celui de la loi de Gumbel, ce qui montre qu'elle donne des résultats plus précis.

II.7 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Pour déterminer les valeurs des pluies et des intensités de courte durée, en se basant sur le résultat de l'ajustement de la loi de Galton.

II.7.1 Pluies de courte durée :

La détermination des précipitations de courte durée (averses) s'effectue à partir des précipitations journalières maximales, en utilisant la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots(II.13)$$

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).

Chapitre II : Etude hydrologique

b : exposant climatique.

II.7.2 Intensité de courte durée :

L'intensité moyenne « $I_{t,p\%}$ » d'une précipitation de courte durée « t (h) », associée à une fréquence de dépassement donnée « p% » et une hauteur de précipitation « $P_{t,p\%}$ » (en mm), est calculée à l'aide de la formule de Montanari :

$$I_{t,p\%} = I_{24,p\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{-b} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \dots \dots \dots (II.14)$$

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 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Pluies et Intensités de courtes durées de différentes périodes de retour

T	5ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	T	5ans	10 ans	20 ans	50 ans
$P_{max,j}$	77.9	90.3	102	117	128	$P_{max,j}$	77.9	90.3	102	117
t	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm	Pt mm	It mm
0,1	8,70	86,99	10,08	100,83	11,39	113,90	13,06	130,65	14,29	142,93
0,2	11,48	57,39	13,31	66,53	15,03	75,14	17,24	86,20	17,98	89,89
0,25	12,55	50,20	14,55	58,19	16,43	65,73	18,85	75,39	19,70	78,80
0,5	16,56	33,12	19,20	38,39	21,68	43,36	24,87	49,74	26,18	52,35
0,75	19,48	25,97	22,58	30,10	25,50	34,00	29,25	39,00	30,91	41,21
1	21,85	21,85	25,33	25,33	28,61	28,61	32,82	32,82	34,78	34,78
2	28,83	14,42	33,42	16,71	37,75	18,88	43,30	21,65	46,21	23,11
3	33,91	11,30	39,31	13,10	44,40	14,80	50,93	16,98	54,57	18,19
4	38,04	9,51	44,10	11,02	49,81	12,45	57,14	14,28	61,40	15,35
5	41,59	8,32	48,22	9,64	54,46	10,89	62,47	12,49	67,28	13,46
6	44,74	7,46	51,86	8,64	58,58	9,76	67,20	11,20	72,50	12,08
7	47,59	6,80	55,16	7,88	62,31	8,90	71,47	10,21	77,23	11,03
8	50,20	6,27	58,19	7,27	65,73	8,22	75,39	9,42	81,58	10,20
9	52,62	5,85	61,00	6,78	68,90	7,66	79,03	8,78	85,62	9,51
10	54,88	5,49	63,62	6,36	71,86	7,19	82,43	8,24	89,40	8,94
11	57,02	5,18	66,09	6,01	74,66	6,79	85,64	7,79	92,96	8,45
12	59,04	4,92	68,43	5,70	77,30	6,44	88,67	7,39	96,34	8,03
13	60,96	4,69	70,66	5,44	79,82	6,14	91,55	7,04	99,55	7,66
14	62,79	4,49	72,79	5,20	82,22	5,87	94,31	6,74	102,62	7,33
15	64,55	4,30	74,82	4,99	84,52	5,63	96,95	6,46	105,57	7,04
16	66,24	4,14	76,78	4,80	86,73	5,42	99,48	6,22	108,40	6,77

17	67,86	3,99	78,67	4,63	88,86	5,23	101,93	6,00	111,12	6,54
18	69,43	3,86	80,48	4,47	90,91	5,05	104,28	5,79	113,76	6,32
19	70,95	3,73	82,24	4,33	92,90	4,89	106,56	5,61	116,31	6,12
20	72,42	3,62	83,95	4,20	94,83	4,74	108,77	5,44	118,78	5,94
21	73,85	3,52	85,60	4,08	96,69	4,60	110,91	5,28	121,18	5,77
22	75,24	3,42	87,21	3,96	98,51	4,48	113,00	5,14	123,51	5,61
23	76,59	3,33	88,78	3,86	100,28	4,36	115,03	5,00	125,79	5,47
24	77,90	3,25	90,30	3,76	102,00	4,25	117,00	4,88	128,00	5,33

II.8 Intensité moyenne maximale :

Dans le cadre des projets d'assainissement, l'estimation des débits pluviaux se base généralement sur l'intensité moyenne maximale correspondant à une courte durée de $t=15$ minutes (soit 0,25 h) et à une période de retour de $T = 10$ ans, afin de répondre à des exigences à la fois techniques, économiques et de sécurité. Dans le cadre des projets d'assainissement, l'estimation des débits pluviaux se base généralement sur l'intensité moyenne maximale correspondant à une courte durée de $t = 15$ minutes (soit 0,25 h) et à une période de retour de $T = 10$ ans, afin de répondre à des exigences à la fois techniques, économiques et de sécurité.

D'après la loi de Galton :

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

$$I_{15 \text{ min.} 10\%} = \frac{90.3}{24} \times \left(\frac{0.25}{24}\right)^{b-1}$$

$$I_{15 \text{ min.} 10\%} = 58.18 \text{ mm/h}$$

Alors
$$I_{15 \text{ min.} 10\%} = \frac{58.18 \times 10000}{3600} = 161.61 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion :

L'étude hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. Les résultats obtenus à partir des deux lois d'ajustement, à savoir la loi de Gumbel et la loi de Galton, se révèlent très proches, que ce soit par approche analytique ou graphique.

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement, nous avons choisi de retenir la valeur fournie par la loi de Galton, considérée comme la plus représentative. Ainsi, l'intensité pluviale adoptée, correspondant au débit spécifique, est estimée à environ 161.61 l/s/ha

Chapitre III : **Calcule de base**

Introduction :

La réalisation d'un projet d'assainissement nécessite l'accomplissement de plusieurs étapes clés.

Ce chapitre abordera l'estimation de la population future, le choix du type de réseau pour l'évacuation des eaux usées, l'élaboration du schéma d'assainissement, la délimitation des sous-bassins adaptés, ainsi que la détermination du coefficient de ruissellement.

III.1 Situation démographique :

D'après les données du recensement général de la population et de l'habitat de 2016 pour la zone d'étude, la population était estimée à 124800 habitants, avec un taux de croissance annuel de 1.9 %, selon les informations fournies par la DRE de BOUIRA.

Dans le cadre de notre étude, nous projetons la population à l'horizon de 30 ans (2055), afin d'assurer la performance de notre réseau à long terme. Pour la réalisation, en appliquant la formule de croissance géométrique suivante :

$$P = P_0(1 + t)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

Tel que :

- P_n : population à l'horizon 2055.
- P_0 : population actuelle.
- t : Taux d'accroissement.
- n : Nombre d'années entre l'année de référence l'année de l'horizon.

Tableau III.1 : les données démographiques :

Année	2016	2025	2055
Population (hab)	124800	147836	26000

III.2 Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :

En général, un bassin versant correspond à une zone géographique délimitée par des lignes de crête ou de partage des eaux.

Le découpage élémentaire du bassin doit tenir compte des critères suivants :

- La nature des sols
- La densité de l'habitat
- Les courbes de niveau
- L'existence des routes et voiries
- Les pentes et contre-pentes.

III.3 Systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

En assainissement, la canalisation d'un réseau est essentielle, que ce soit en zone rurale, urbaine ou industrielle. Les eaux usées domestiques, industrielles ainsi que les eaux pluviales doivent être évacuées grâce à des systèmes adaptés.

Chapitre III : Calcul de base

Ces systèmes fonctionnent généralement par écoulement gravitaire, bien qu'ils puissent parfois intégrer des sections en charge. On distingue différents types de systèmes :

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

III.3.1 Système unitaire :

Dans ce système, les eaux usées domestiques, industrielles et les eaux pluviales sont collectées ensemble dans une seule canalisation. Ce type de réseau est plus économique à construire et à entretenir, car il nécessite moins d'infrastructures. Cependant, en cas de fortes pluies, le mélange des eaux peut entraîner des surcharges du réseau, provoquant des débordements et des rejets d'eaux non traitées dans le milieu naturel.

III.3.2 système séparatif :

Les eaux usées et les eaux pluviales sont recueillies et acheminées par des réseaux séparés. Tandis que les eaux pluviales sont directement rejetées dans le milieu naturel, les eaux usées issues des activités domestiques, ainsi que certains effluents industriels présentant des caractéristiques proches de celles des eaux usées, sont envoyés vers une station d'épuration afin d'y être traités.

III.3.3 Système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les canaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux des toitures et des espaces privés avec celles des eaux usées.

Tableau III.2 : Les avantages et les inconvénients des systèmes :

Les systèmes	Avantages	Inconvénient
Unitaire	- Moins coûteux à construire et à entretenir, car un seul réseau est nécessaire. - Moins de risque d'erreurs de raccordement entre eaux usées et pluviales.	• En cas de fortes pluies, le réseau peut être surchargé, entraînant des déversements d'eaux non traitées dans le milieu naturel. • Nécessite des infrastructures de traitement surdimensionnées pour gérer les pics de débit.
Séparatif	• Réduit les risques de surcharge des stations d'épuration lors de fortes pluies. • Permet un traitement plus efficace des eaux usées, sans dilution par les eaux pluviales	

Pseudo-séparatif	• Moins coûteux que le réseau séparatif complet. • Permet une certaine séparation des flux, réduisant partiellement les charges sur les stations d'épuration.	• Peut entraîner une surcharge du réseau d'eaux usées lors de fortes pluies, en raison de l'apport d'eaux pluviales des toitures. • Moins efficace que le réseau séparatif pour prévenir la pollution du milieu naturel
------------------	--	--

III.4 Choix du système de notre réseau d'assainissement :

La sélection du système de gestion des eaux le plus approprié doit reposer sur une analyse approfondie des conditions locales, en prenant notamment en compte :

- L'infrastructure existante ainsi que son niveau d'encombrement.
- La topographie du site.
- Les caractéristiques du milieu récepteur.
- Les implications économiques liées à la mise en œuvre et à l'exploitation du système.

✓ **Remarque :** En raison de l'indisponibilité d'espace, nous avons choisi le système unitaire pour notre agglomération.,

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

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi ; leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

III.5.1 Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

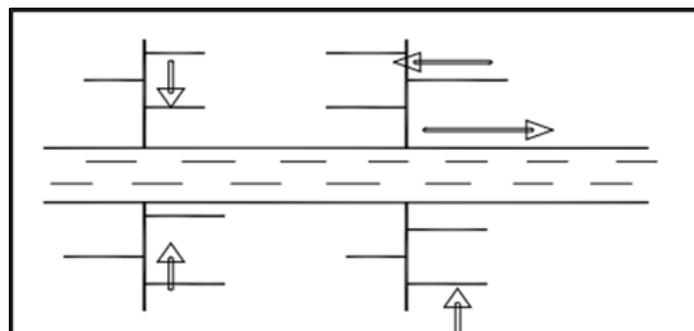


Figure III.1 : schéma perpendiculaire

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

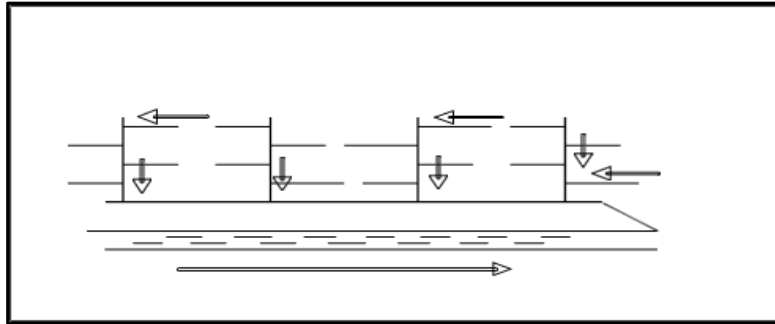


Figure III.2 : Schéma par déplacement latéral

III.5.3 Schéma transversal oblique

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.

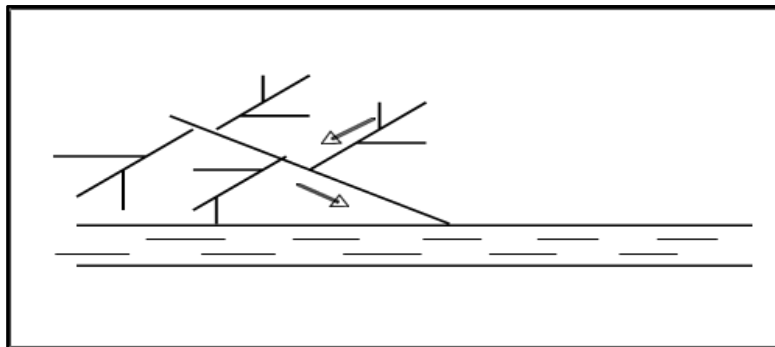


Figure III.3 : schéma transversal oblique

III.5.4 Schéma par zone étagée

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

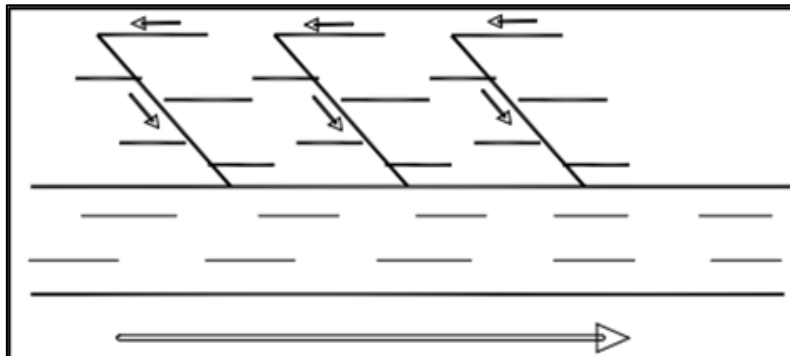


Figure III.4 : Schéma par zone étagée

III.5.4 Schéma radial Le schéma radial

Convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

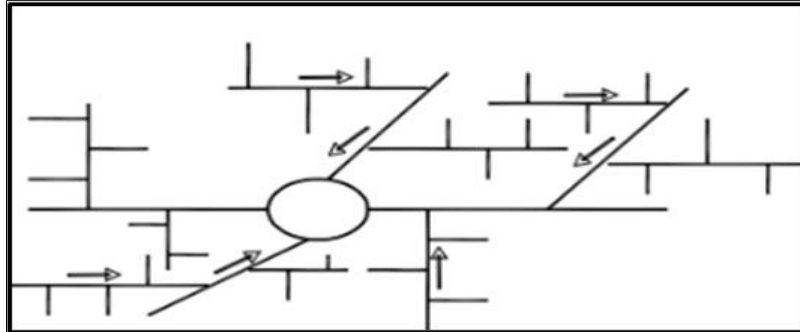


Figure III.5 : schéma radial

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

III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation

La détermination du schéma d'évacuation à adopter repose sur l'analyse de plusieurs paramètres essentiels, à savoir :

- **Les conditions techniques et locales**, incluant notamment l'existence éventuelle d'un réseau préalable, la topographie du terrain, ainsi que la répartition spatiale de la population à desservir ;
- **Les contraintes économiques**, telles que les coûts d'investissement initiaux, les frais d'exploitation et de maintenance ;
- **Les exigences environnementales**, notamment la nature des rejets à évacuer et les caractéristiques du milieu récepteur ;
- **Les possibilités d'implantation des canalisations dans le domaine public**, en tenant compte des servitudes et de l'encombrement existant.

III.7 Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée correspond au rapport entre le volume d'eau s'écoulant en surface et le volume total de précipitations reçu sur le bassin versant considéré. Ce coefficient joue un rôle essentiel dans l'estimation des débits de pointe lors des épisodes pluvieux, ce qui est déterminant pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement. 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 du sol .
- La pente du terrain .
- La densité de la surface à drainer .
- Le taux d'humidité de l'air et du sol .
- La durée des précipitations .
- L'occupation et l'aménagement du sol .

III.8 Cas de détermination du coefficient de ruissellement :

A. En fonction de la nature des surfaces à drainer :

Les valeurs du coefficient de ruissellement sont estimées de manière approximative, étant donné la diversité des caractéristiques des surfaces à prendre en compte en raison de leur hétérogénéité.

Tableau II.3 : Coefficient de ruissellement en fonction la nature des surfaces à drainer

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
Forêts	0.01-0.20

Source : polycopie SALAH Boualem 2014

B. En fonction de la densité de population :

Tableau II.4: Coefficients de ruissellement pour différentes 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 : polycopie SALAH Boualem 2014

C. En fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau II.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60– 0,70
Habitations moins denses	0,40– 0,50
Quartiers résidentiels	0,20– 0,30
Square– garde– prairie	0,05– 0,20

Source : polycopie SALAH Boualem 2014

III.9 Estimation du coefficient du ruissellement pour chaque surface élémentaire :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Surface A_i (ha)	Cr
I	6.30	0.8
II	9,37	0.82
III	4.6	0.84
IV	6.52	0.86
V	4.04	0.88
VI	9,17	0.85

- ✓ **Remarque** : Pour estimer la valeur de "Cr" en se basant sur la nature du sol de chaque sous-bassin.

III.9.1 Calcul de coefficient de ruissellement pondérée :

La relation de $Cr_{ponderee}$ est donnée par l'expression suivante :

$$Crp = \frac{\sum Cr_i \times A_i}{A} \dots \dots \dots (III.2)$$

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).

Alors :

$$Crp = \frac{33.54}{40}$$

Donc : $Crp = 0.84$

III.9.2 Calcul de la densité partielle :

Le calcul de la densité partielle correspondant à chaque surface élémentaire est plus compréhensif à travers la relation :

$$D_i = \frac{Cr_i \times P}{Crp \times A} \dots \dots \dots (III.4)$$

Tel que :

- D_i : Densité partielle de surface élémentaire considérée (Hab/ha).
- Cr_p : Coefficient du ruissellement pondéré total.

Chapitre III : Calcul de base

- Cr_i : Coefficient du ruissellement de chaque surface élémentaire.
- P : population totale à l'horizon 2055 (Hab).
- A : Surface totale de l'aire d'étude (ha).

III.10 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire :

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots \dots \dots (III.5)$$

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 2055 (Hab).
- A : Surface totale de l'aire d'étude (ha).

Les résultants sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.7 : nombre des habitants de chaque surface élémentaire

N° SB	A_i (ha)	D_i	P_i
I	6.30	619.04	3899
II	9,37	587.83	5508
III	4.6	650	3076
IV	6.52	629.75	4106
V	4.04	662.91	2678
VI	9,17	696.61	6733
Total	40	/	26000

Conclusion :

Le calcul de base a permis de déterminer l'ensemble des paramètres nécessaires à la réalisation d'un calcul hydraulique optimal et rigoureux.

Pour notre agglomération on fixe le choix suivant :

- La population future est estimée à 26000 habitants en 2055.
- Pour la zone urbaine, il est recommandé d'opter pour un système d'assainissement unitaire.
- La zone d'étude est découpée en 6 sous-bassins.

Chapitre IV :
Evaluation des débits à
évacuer

Introduction :

Le réseau d'assainissement joue un rôle essentiel de collecter et d'évacuer à la fois les eaux de ruissellement et les eaux usées provenant de diverses sources. Avant d'entamer la phase de dimensionnement des collecteurs, il est essentiel de procéder à l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales, qui devront être évacuées loin des zones habitées afin de prévenir toute contamination par des maladies d'origine hydrique.

Ainsi, d'un point de vue sanitaire, les réseaux d'assainissement doivent garantir :

- L'évacuation rapide des déchets fécaux en dehors des habitations.
- Assurer le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène appropriées.

IV.1 Estimation des débits usée :

IV.1.1 Nature des eaux usée :

Les eaux usées sont également appelées eaux résiduaires ; celles-ci sont produites à partir d'un ensemble d'usages domestiques, industriels et autres activités humaines. Elles doivent être collectées puis éliminées à travers un réseau d'assainissement approprié. Classées selon leurs origines et leurs compositions, plusieurs catégories sont distinguées : les eaux usées domestiques, services publics, industrielle et les eaux claires parasites.

IV.1.2 Eaux usées d'origine domestique

Elles sont constituées d'eaux ménagères et d'eaux des vannes, les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche, les eaux de vannes englobent les urines et les matières fécales.

IV.1.3 Les eaux usées d'origine industrielle :

Ce sont celles qui proviennent de diverses usines de fabrications ou de transformations, ces eaux contiennent des substances chimiques, toxiques, elles doivent être traitées avant de les collecter dans le réseau d'assainissement.

IV.1.4 Les eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire, les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

IV.2 Estimation des débits usée domestique :

Le débit des eaux usées à évacuer est estimé en fonction des spécificités de la zone concernée. Pour ce calcul, on adopte une dotation en eau potable de 180 L/hab et par jour. Il est admis qu'environ 80 % de cette quantité est rejetée sous forme d'eaux usées dans le réseau d'assainissement.

IV.3 Evaluation du débit moyen journalier rejeté :

Pour calculer le débit moyen journalier on utilise l'expression suivante :

$$Q = \frac{N_i \times Dot \times K_r}{86400} \dots \dots (IV.1)$$

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

Tel que ;

- $Q_{moy,j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s).
- K_r : coefficient de rejet pris égale à 80% de la quantité d'eau potable consommé.
- Dot : dotation journalière pris égale à 180 (l/s/hab).
- N_i : nombre d'habitants du sous bassin.

I.4 Evaluation debit de point :

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_p = Q_{m,j} \times k_p \dots \dots \dots (IV.2)$$

Tel que :

- Q_{pte} : Le débit de pointe en [l/s] .
- K_p : Le coefficient de pointe.

Avec :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy,j} \leq 2.8 \text{ l/s}$$

Evaluation des débits de pointe des eaux usées pour chaque sous bassin :

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

N°SB	Surface (ha)	Nombre d'habitation	Dotation (l/s/hab)	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	Q_{eu} (l/s)
I	6.30	3899	180	6,49	2.48	16,12
II	9,37	5508	180	9,18	2.32	21,30
III	4.6	3076	180	5,13	2.60	13,34
IV	6.52	4106	180	6,84	2.45	16,76
V	4.04	2678	180	4,46	2.68	11,95
VI	9,17	6733	180	11,22	2.24	25,13
Total	40	26000	/	/	/	104.6

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire :

N°SB	L'équipement	Unité mesurée	Quantité	Dotation l/jour/unité	Q _{moy,j} (l/s)	Kp	Qpte	Qtotal
1	APC	Employé	20	15	0,0028	3	0,0083	2.23
	Jardin Public	m²	400	200	0,7407	3	2,2222	
2	Ecole Primaire	Elevé	200	10	0,0185	3	0,0556	0.108
	BNA	Fonctionnaire	20	10	0,0019	3	0,0056	
	Gard Communal	Personne	100	15	0,0139	3	0,0417	
3	Mosquée	Fidèle	480	10	0,0444	3	0,1333	0.4459
	Centre Commercial	m²	750	5	0,0347	3	0,1042	
	ADE	Fonctionnaire	15	10	0,0014	3	0,0042	
	PTT	Employés	10	10	0,0009	3	0,0028	
	Lycée	Elevé	400	10	0,0370	3	0,1111	
	Tribunal	Fonctionnaire	50	10	0,0046	3	0,0139	
	Ecole Coranique	Elevé	80	10	0,0074	3	0,0222	0.022
4	Annexe de APC	Fonctionnaire	15	15	0,0021	3	0,0063	0.107
	Cem	Elevé	350	10	0,0324	3	0,0972	
	Maison Jeunes	Personne	10	10	0,0009	3	0,0028	
5	Polyclinique	Lit	50	20	0,0093	3	0,0278	0.1535
6	2 Ecole Primaire	Elevé	500	10	0,0463	3	0,1389	
	Marche Couvert	m²	1040	5	0,060	3	0,4333	
	Reserve D'équipement	m²	200	10	0,0185	3	0,0556	
	Hamam	Client	120	25	0,0278	3	0,0833	
	Gare SNTF	Employés	10	10	0,0009	3	0,0028	

Tableau IV.3: Débit total des eaux usées de chaque surface élémentaire. :

N°SB	Surface (ha)	Q _{P.T} (l/s)	Q _{domestique} (l/s)	Q _{total} (l/s)
I	6.30	16,12	2.23	18.35
II	9,37	21,30	0.108	21.408
III	4.6	13,34	0.4459	13.786
IV	6.52	16,76	0.022	16.78
V	4.04	11,95	0.107	12.06
VI	9,17	25,13	0.1535	25.28
Total	40	104.6	3.066	108.32

IV.5 Evaluation des débits des eaux d'infiltration :

L'évaluation des débits d'infiltration des eaux s'écoulant par voie hypodermique vers les conduites d'assainissement, en raison de défauts au niveau des joints, est primordiale. Compte tenu de la complexité liée à l'estimation précise des débits d'infiltration, une valeur forfaitaire de 0,15 l/s/ha est couramment adoptée comme approche de référence.

$$Q_{inf} = 0.15.A_i \text{(IV.3)}$$

Tel que :

- A_i : surface de chaque sous bassin
-

Tableau IV.4 : Débits d'eaux parasites de chaque surface élémentaire

N°SB	Surface (ha)	Q _{inf} (l/s)
I	6.30	0,945
II	9,37	1,4055
III	4.6	0,69
IV	6.52	0,978
V	4.04	0,606
VI	9,17	1,375

IV.6 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Avant de faire une étude d'un réseau d'assainissement il faut passer par une étape très importante, c'est la détermination du débit pluvial où les eaux de ruissellement, elles comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage, le but essentiel de ce travail c'est éviter les inondations des agglomérations.

De ce fait, nous ne devons pas nous fier à des estimations aléatoires, mais bien au contraire nous devons mettre en évidence des valeurs approchées par le biais des méthodes appropriées, dont les plus utilisées sont :

- **Méthode rationnelle.**
- **Méthode superficielle.**

IV.6.1 Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité «I» supposée constante sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». Donc le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissellement et à surface de l'aire d'influence.

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

$$Q = Cr \times A \times I \times \alpha \dots \dots (IV.4)$$

Tel que :

- Q: débit d'eau de ruissellement [l/s] ;
- A : surface de l'aire d'influence [ha] ;
- Cr : coefficient de ruissellement ;
- I : intensité de précipitation [l/s/ha].
- α : **Coefficient réducteur de l'intensité de pluie**, déterminé expérimentalement, qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de fortes intensités.

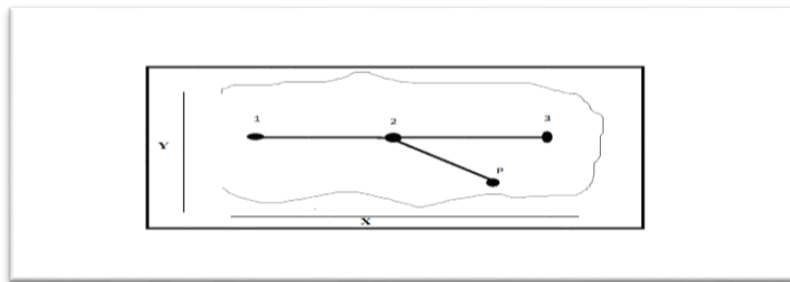


Figure : schéma de détermination du « α »

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

D 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
D 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

Tableau : Valeurs du coefficient réducteur α pour toute la surface étudiée

surface	x	y	x/2	Comparaison	D en m	α
40 ha	3456.4	2306.5	600,77	$y < x/2$	1826.322	0,7

IV.6..1.1 Validité de la Méthode Rationnelle

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

IV.6.1.2 Les Hypothèse de la méthode rationnelle :

- L'intensité de l'averse, exprimée en mm/h, est constante dans le temps et uniformément répartie sur l'ensemble du bassin versant.
- Le débit de pointe Q_p en m³/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A.
- La période de retour associée au débit de pointe « Q_p » est identique à celle de l'averse d'intensité uniforme « I ».
- Enfin, le coefficient de ruissellement reste constant d'une averse à l'autre.

IV.6.1.3 Les Critiques de la méthode rationnelle :

- Le calcul du temps de concentration est délicat à réaliser.
- La méthode rationnelle néglige les effets de stockage, en supposant que l'ensemble des précipitations rejoint directement le collecteur, alors qu'en réalité, une partie de l'eau est retenue sur le bassin versant.
- Elle ne permet pas d'établir de lien direct entre le temps de concentration et le débit de pointe.
- De plus, cette méthode ne prend pas en compte la variabilité spatiale des précipitations.

Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné. $T_c = t_1 + t_2 + t_3$

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

Avec :

t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

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

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$$

Tel que :

- I : La pente du terrain (%).
- L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

✓ Remarque :

En tenant compte des caractéristiques de l'agglomération étudiée notamment sa superficie, sa pente et son coefficient de ruissellement nous avons opté pour l'utilisation de la méthode rationnelle.

Tableau IV.5 : Débite pluvial de chaque surface élémentaire :

N°SB	Surface (ha)	Cr	I (l/s/ha)	α	Q _{pluvial} (l/s)
I	6.30	0.8	161.61	0.7	570.160
II	9,37	0.82	161.61	0.7	869.199
III	4.6	0.84	161.61	0.7	437.122
IV	6.52	0.86	161.61	0.7	634.325
V	4.04	0.88	161.61	0.7	402.180
VI	9,17	0.85	161.61	0.7	881.769
Total	40	/	/	/	3794.756

Tableau IV.6 : Débite total de chaque surface élémentaire

N°SB	Surface (ha)	Q _{pt.t}	Q _{pluvial} (l/s)	Q _{inf} (l/s)	Q total
I	6.30	18.35	570.160	0,945	833.80
II	9,37	21.408	869.199	1,4055	1264.61
III	4.6	13.786	437.122	0,69	639,73
IV	6.52	16.78	634325	0,978	923.99
V	4.04	12.06	402.180	0,606	587,22
VI	9,17	25.28	881.769	1,375	1287.015
Total	40	108.32	3794.756	6,2895	5536.365

Conclusion :

Ce chapitre, consacré à l'évaluation des débits, a pour objectif de quantifier les volumes à évacuer pour chaque sous-bassin. Il s'agit notamment des débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Cette estimation constitue une étape préalable essentielle au calcul hydraulique.

Chapitre V :
Dimensionnement du réseau
D'égout

Introduction :

Une fois les débits à évacuer dans les sous-bassins déterminés, l'étape suivante consiste à réaliser le calcul hydraulique du système d'assainissement. Cette opération permet de dimensionner les collecteurs et les différents éléments du réseau chargés d'acheminer les eaux vers un intercepteur, tout en assurant des conditions d'auto-curage satisfaisantes.

Le dimensionnement hydraulique doit se conformer aux normes spécifiques, notamment en ce qui concerne les débits d'écoulement et l'implantation adéquate des réseaux. L'installation en profondeur est pensée pour garantir une résistance suffisante aux charges extérieures, tout en optimisant le tracé du réseau.

Les canalisations sont reliées entre elles au moyen de regards. Ceux-ci doivent être implantés à des emplacements stratégiques du réseau : aux points de chute, aux changements de direction ou de pente, ainsi qu'à chaque point de raccordement. Les regards sont principalement caractérisés par leur profondeur, la cote du terrain naturel et la cote du radier.

V.1 Condition de dimensionnement :

Dans les réseaux d'assainissement, l'écoulement des eaux se fait autant que possible par gravité, en fonction de la topographie naturelle du terrain. Il est essentiel que cet écoulement maintienne une vitesse suffisante afin d'assurer l'auto-curage du réseau, tout en préservant l'intégrité des conduites.

Dans le cas d'un réseau unitaire, qui regroupe les eaux usées et les eaux pluviales dans une même canalisation, le respect des conditions d'auto-nettoyage est primordial. Cela implique :

- Une vitesse minimale de 0,6 m/s pour un débit correspondant à 1/10 de la capacité totale de la conduite.
- Une vitesse minimale de 0,3 m/s pour un débit équivalant à 1/100 de la pleine section, avec un diamètre de canalisation d'au moins 300 mm.

Par ailleurs, afin d'éviter toute détérioration des joints et du revêtement intérieur, la vitesse maximale d'écoulement est généralement limitée à 5 m/s.

V.2 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 :

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

Tel que :

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

On peut déterminer la vitesse par différentes formules :

1- Formule de Chezy :

$$V= C \cdot \sqrt{RI} \dots \dots (V.2)$$

Tel que :

- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
- C : Coefficient de Chézy, donné par la relation suivante :

$$C = k \times R_h^{\frac{1}{6}} \dots \dots \dots (V.3)$$

- K : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.
- R_h : Rayon hydraulique (rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé) en mètre.
- I : Pente motrice de l'écoulement en m/m.

2-Formule de Manning-Strickler :

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (V.4)$$

Tel que

- K_s : coefficient de rugosité de Manning- Strickler, variable selon la nature de la paroi
-

Tableau V.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 grès	90
Conduite en PVC	90 à 100

Pour notre projet , les conduites en béton (CAO) sont choisies pour les diamètres supérieurs à 600 mm, tandis que les conduites en PVC sont utilisées pour les diamètres inférieurs ou égaux à 600 mm.

a. Diamètre calculé :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots \dots \dots (V.5)$$

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

b. Débit à pleine section :

$$Q_{ps} \text{ (m}^3\text{/s)} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots \dots \dots (V.6)$$

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

$$V_{ps} \text{ (m}^3\text{/s)} = K_s \cdot \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (V.7)$$

Rapport des débits :

$$r_q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (V.8)$$

Hauteur de remplissage :

$$H = D_n * r_h \dots \dots \dots (V.9)$$

Rapport des vitesses :

$$r_v = \frac{v}{v_{ps}} \dots \dots \dots (V.10)$$

- ✓ **Remarque 1** : les résultats du calcul hydraulique sont représentés dans l'annexe
- ✓ **Remarque 2** : les eaux usées sont dirigées vers la STEP dans une conduite de 300 mm

Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à l'étude hydraulique du réseau d'assainissement unitaire, et le dimensionnement des collecteurs gravitaires projetés. Les calculs ont permis de définir des diamètres variant de 315 mm à 1000 mm, assurant des vitesses d'écoulement suffisantes pour maintenir l'auto-curage.

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

Introduction :

Ce chapitre a pour objectif d'analyser les ouvrages principaux, notamment les collecteurs, qui assurent la collecte et l'acheminement des eaux pluviales et usées vers le milieu récepteur, ainsi que les ouvrages secondaires, qui contribuent à l'exploitation, à l'entretien et au contrôle du bon fonctionnement des réseaux d'assainissement.

VI.1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux du réseau d'égouts sont les structures qui permettent d'évacuer les eaux usées et pluviale jusqu'au point de rejet. Ils comprennent des conduites avec des joints spéciaux pour empêcher les fuites et les infiltrations.

VI.1.1 Canalisations :

Les canalisations constituent des éléments essentiels d'un réseau d'égouts. En assainissement, on distingue deux types de conduites : les conduites de forme circulaire, définies par leur diamètre intérieur en millimètres, et les conduites préfabriquées de forme ovoïde, identifiées par leur hauteur en centimètres.

Ces conduites doivent être fabriquées à partir de matériaux durables et imperméables, capables de résister à la corrosion, aux contraintes mécaniques et aux variations de température. On distingue principalement les conduites en :

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

VI.1.2 Choix du type de canalisations

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

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

VI.1.3 Les joints des conduites en béton armé :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur)

VI.2 Ouvrages annexes

Ces ouvrages comprennent :

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

VI.2.1 Les branchements :

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

Un branchement comprend trois parties essentielles :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement du réseau.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

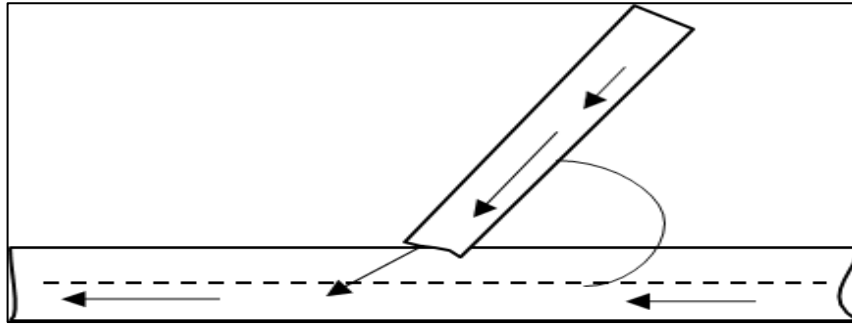


Figure VI.1 : Branchement de service avec inclinaison

VI.2.2 Bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées). On les trouve :

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement Entre les deux bouches afin d'absorber le flot. D'orage venant de l'amont.
- Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale , ou à absorption par le haut.

VI.2.3 Les ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards constituent des points d'accès essentiels pour assurer l'entretien et le bon fonctionnement des réseaux d'égouts. Ils permettent également l'aération des conduites et facilitent la gestion globale du réseau.

VI.2.3.1 Emplacement des regards

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50m en terrain accidenté ;
- 50 à 80m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

VI.2.3.2 Type des regards :

Selon leur fonction et leur emplacement, différents types de regards peuvent être distingués

- Regard latéral : utilisé pour les conduites de grande dimension.
- Regard de chute : conçu pour réduire la pente du radier dans les zones à fort dénivelé.

- Regard double : réservé aux réseaux d'assainissement en système séparatif.
- Regard toboggan : permet de limiter la mise en charge des conduites et d'éviter les variations des courbes de remous.

VI.3 Ouvrages spéciaux

VI.3.1 Déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un ouvrage hydraulique destiné à réguler les excès d'eau collectés lors de fortes pluies. Il permet d'évacuer les volumes excédentaires vers des bassins de rétention ou directement vers le milieu naturel, afin d'éviter la surcharge du réseau en aval.

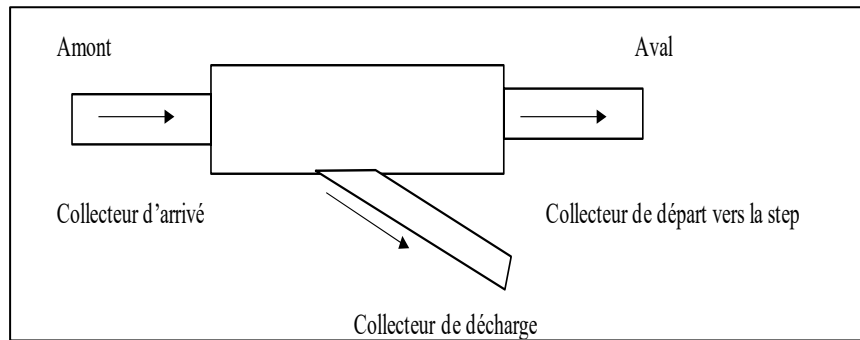


Figure VI.2 : schéma type d'un DVO

VI.3.2 Type de déversoir

Il existe différents types de déversoirs utilisés en assainissement, chacun ayant ses caractéristiques et son utilisation spécifique. on distingue ;

- **Déversoir à seuil déversant frontal** : Ce type de déversoir permet à l'eau de s'écouler par-dessus un seuil surélevé situé à l'avant de l'ouvrage. Il est particulièrement efficace pour dissiper l'énergie cinétique des écoulements intenses, notamment en régime torrentiel.
- **Déversoir à seuil latéral** : Ce dispositif permet à l'eau de déborder sur le côté d'un canal ou d'une conduite. Son principal avantage est de pouvoir allonger le seuil pour évacuer des volumes d'eau plus importants, tout en optimisant l'emprise au sol.

Quel que soit le type de déversoir mis en place, il doit répondre aux exigences suivantes :

- Permettre l'évacuation des eaux par temps sec sans provoquer de surverse ni d'obstruction.
- Garantir la décharge des eaux excédentaires sans engendrer de surcharge du réseau aval.
- Assurer une répartition maîtrisée du débit pollué entre le milieu naturel et le collecteur en aval.

VI.3.3 Choix et emplacement des déversoirs d'orage

La sélection du type de déversoir d'orage (DVO) ainsi que son emplacement reposent sur plusieurs critères essentiels, parmi lesquels :

- Les caractéristiques hydrauliques du réseau,
- La topographie du terrain,
- La localisation de la station d'épuration (STEP) et du point de rejet (exutoire).

- **Remarque :** Nous optons pour un déversoir d'orage type latéral

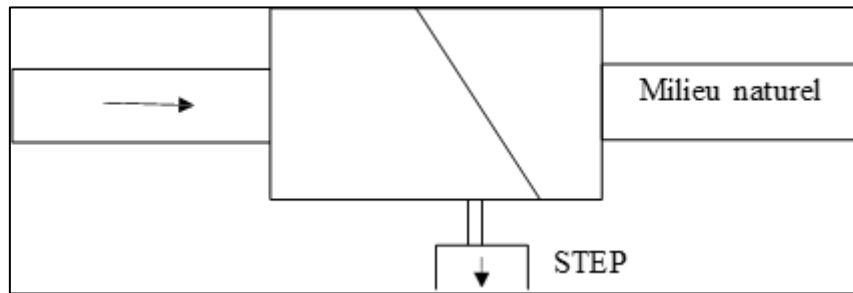


Figure VI.3 : Schéma descriptif d'un DVO type latéral

VI.3.4 Dimensionnement du déversoir d'orage :

a. Mode de calcul :

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 :

$$Q_{\text{dév}} = Q_{\text{cr}} - Q_{\text{step}} \dots \dots \dots (\text{VI.1})$$

- 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 :

$$Q_{\text{dev}} = m.l.h_{\text{dev}}.\sqrt{2.g.h_{\text{dev}}} \dots \dots \dots (\text{VI.2})$$

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

b. Les caractéristiques du seuil :

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

c. Données de base pour le calcul :

Diamètre d'entrée : 1000 mm

Débit total : 5337 l/s.

Débit par temps sec : 186.6 l/s.

Débit en pleine section : 6.87 m³/s.

1-Calcul du débit critique :

$$Q_{\text{cr}} = Qt \times \left(1 - \frac{T_c}{100}\right) \dots \dots \dots (\text{VI.3})$$

- ✓ 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 : $Z = 1 - \frac{T_c}{100}$

Tel que

$$T_c = t_1 + t_2$$

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

$$t_2 = 15 \text{ min}$$

Alors

$$T_c = \frac{l}{60v} + 15 = 27.12 \text{ min}$$

On a $Q_t = 5322 \text{ l/s}$.

Alors :

$$Q_{cr} = 5322 \times \left(1 + \frac{15.12}{100}\right)$$

$$Q_{cr} = 6765.326 \text{ l/s}$$

2-Détermination du débit de la step :

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

$$Q_{step} = 3 \times 0.1866 = 0.560 \text{ m}^3/\text{s}$$

2-Le débit déversé : $Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step}$ donc $Q_{dév} = 6.144 - 0.560 = 6.2 \text{ m}^3/\text{s}$

$$3-R_q = \frac{Q_{STEP}}{Q_{PS}} = \frac{0.531}{7.57} = 0.08 \text{ d'après l'abaque } R_h = 0.17$$

On sait que $R_h = \frac{H_{step}}{D}$ alors $H_{step} = D \times R_h = 1000 \times 0.17 = 170 \text{ mm}$

4-La hauteur déversée :

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{6.125}{7.57} = 0.89$$

D'après l'abaque ; $R_h = 0.73$ alors $H = 0.73 \times 1000 = 730 \text{ mm}$

Alors $H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 730 - 170 = 560 \text{ mm}$

3- Calcul de $L_{dév}$

$$L_{dev} = \frac{2}{3} \times \frac{Q_{dév}}{m \sqrt{2g} h_{dév}^{\frac{3}{2}}} = \frac{2}{3} \times \frac{6.2}{m \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.560^2}} = 3.56 \text{ m} \dots \dots \dots (VI.4)$$

$m = 0.4$

Conclusion :

Ce chapitre a présenté les différents composants et ouvrages qui constituent le réseau d'égout. Pour notre projet, nous avons choisi des canalisations en béton armé et en PVC garantissant ainsi une évacuation efficace des eaux usées. Des regards ont été implantés, principalement pour assurer les jonctions entre les conduites et gérer les variations de pente. Enfin, un déversoir d'orage de type latéral a été installé, permettant de déverser les excédents de débit en cas de fortes précipitations vers le milieu naturel.

Chapitre VII :
Organisation du chantier et
sécurité de travail

Introduction :

Construire un système d'assainissement, comme tout chantier, doit respecter des lois et des règles précises. Pour que le projet se déroule correctement, il est important de suivre une bonne organisation. Parmi les méthodes de gestion les plus utilisées, on trouve la méthode du chemin critique (CPM – Critical Path Method). Elle permet de mieux planifier les travaux, de réduire les délais et les coûts, tout en améliorant l'efficacité. Cette méthode consiste à lister toutes les tâches du projet, à définir leurs liens entre elles et à calculer les dates les plus tôt et les plus tard possibles pour les réaliser. Le chemin critique met en évidence les tâches les plus importantes, celles qui influencent directement la durée du projet, ce qui permet de mieux gérer le temps et les ressources.

VII.1 Etude préliminaire des infrastructures souterraines en voirie

Avant d'entamer la déconstruction du revêtement de la chaussée et la mise en place de nouvelles conduites, il est impératif de mener une étude détaillée de l'encombrement du sous-sol afin de prévenir tout dommage aux infrastructures existantes.

VII.2 Exécution des travaux

La réalisation des travaux demande une bonne organisation et une coordination claire pour assurer la sécurité du chantier et la qualité du travail.

Pour poser les canalisations, les étapes principales sont les suivantes :

- Vérification des conditions de manutention des conduites.
- Décapage de la couche de revêtement (goudron).
- Implantation des jalons pour le traçage du réseau.
- Excavation des tranchées et creusement des fouilles pour les regards.
- Préparation du lit de pose à l'aide d'un lit de sable nivelé.
- Mise en place des conduites dans les tranchées.
- Assemblage et raccordement des tuyaux.
- Réalisation des essais d'étanchéité sur les conduites et les joints.
- Construction des ouvrages hydrauliques annexes (regards, boîtes de branchement, etc.).
- Remblaiement progressif et compactage des tranchées.

VII.2.1 Contrôle de la manutention des conduites :

La vérification des canalisations comprend une inspection visuelle destinée à contrôler :

- L'état général des conduites et leur conformité aux spécifications du projet,
- La présence de marquages en cas de défauts identifiés,
- La quantité de conduites effectivement mises en place.

Les conduites doivent être posés avec attention au fond des tranchées ou directement sur le terrain, et ne doivent en aucun cas être déplacés en les faisant rouler, sauf si des voies de roulage adaptées ont été prévues à cet effet.

VII.2.2 Décapage de la couche végétale :

Le décapage de la couche végétale consiste à retirer la partie superficielle du sol, généralement riche en matière organique. Cette opération est effectuée à l'aide d'engins appropriés tels que les bulldozers ou les niveleuses, choisis en fonction de la surface à traiter et de la nature du terrain.

Le volume de terre à décapier est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V(m^3) = b \times H \times L \dots \dots \dots (VII.1)$$

Tel que :

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

Piquetage

Les jalons doivent être implantés à chaque point critique du tracé, notamment aux :

- Changements de direction ou de pente,
- Niveaux de raccordement,
- Points de jonction entre canalisations, et emplacements prévus pour les regards.

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

L'excavation des tranchées est effectuée mécaniquement, en respectant rigoureusement la pente prévue pour l'écoulement des conduites. Il est essentiel de s'assurer que la conduite d'assainissement soit installée à une profondeur inférieure à celle de la conduite d'eau potable, avec un écart minimal de 0,30 m, afin d'éviter tout risque de contamination en cas de fuite.

Pour les regards et autres ouvrages spécifiques, les fouilles doivent être dimensionnées de façon à laisser un espace libre suffisant entre la paroi extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée, permettant ainsi un bon coffrage, un compactage adéquat du remblai, et une exécution correcte des travaux.

- La profondeur H de la tranchée, est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H(m) = e + D + h \dots \dots \dots (VII.2)$$

Tel que

- e : Épaisseur du lit de sable (m),
- D : Diamètre extérieur de la conduite (m),
- h : Hauteur de remblai au-dessus de la conduite (m).

Largeur de la tranchée est donnée par la relation :

$$B = D + 2C \dots \dots \dots (VII.3)$$

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

VII.2.5 Aménagement du lit de pose :

Le lit de pose pour les conduites doit avoir une épaisseur minimale de 10 cm et être soigneusement nivelé conformément aux côtes du profil en long. Selon la nature du terrain, il doit être constitué des matériaux suivants :

- Sable ou gravier pour les terrains standards,
- Pierre cassée pour les terrains rocheux.

Dans le cas où le sol est peu stable, le fond des tranchées devra être renforcé. Chaque conduite sera alors supportée par deux briques placées au fond de la tranchée, et les espaces vides seront comblés avec du sable. De plus, les tranchées doivent être creusées à une profondeur suffisante pour éviter toute interférence avec les autres réseaux de conduites.

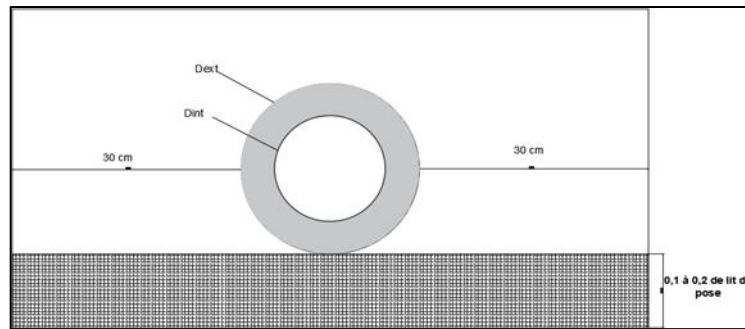


Figure VII.1 : Aménagement du lit de pose

VII.2.6 Mise en place des conduites

La pose des conduites doit respecter des règles de bonne exécution adaptées aux différentes conditions de sol, afin de garantir la stabilité et la durabilité du réseau. Les recommandations suivantes doivent être appliquées :

- **En terrain rocheux** : La tranchée doit être approfondie de 15 à 20 cm, avec réalisation d'un lit de pose bien compacté à l'aide de matériaux fins, ou mise en place d'un lit de mortier fluide.
- **En sols instables, marécageux ou organiques** : Il est nécessaire de réaliser un support en béton (avec ou sans fondation sur pieux) ou de remplacer le sol inapte par un matériau plus stable.
- **En présence d'eau stagnante ou de ruissellement** : Utiliser un matériau pulvérulent drainant pour assurer l'évacuation de l'eau et éviter tout affouillement.
- **Fond de fouille rectiligne** : Les tuyaux doivent reposer uniformément sur toute leur longueur sur un fond bien nivelé et droit
- **Tuyaux à emboîtement avec collet extérieur** : Prévoir un creusement localisé sous chaque collet pour éviter qu'il ne repose sur le fond de fouille.
- **Pose sur sol sec uniquement** : Les conduites doivent être installées dans des fouilles asséchées pour éviter toute déformation ou affaissement.
- **Suppression des points durs** : Retirer toutes les aspérités telles que pierres, saillies rocheuses ou anciens ouvrages maçonnés présents dans le fond de la tranchée.

VII.2.7 Construction des ouvrages hydrauliques

a) Regards

La construction des regards s'effectue selon les étapes suivantes :

- Préparation et réglage du fond du regard,
- Mise en œuvre d'une couche de béton de propreté,
- Ferrailage du radier,
- Bétonnage du radier,
- Mise en place du ferrailage des parois,
- Coffrage des parois,
- Bétonnage des parois,
- Décoffrage,
- Ferrailage de la dalle de couverture,
- Coffrage de la dalle,
- Bétonnage de la dalle,
- Décoffrage de la dalle de couverture.

b) Boîtes de branchement

Les boîtes de branchement doivent être équipées de grilles et raccordées au réseau principal par des conduites rectilignes de diamètre inférieur à celui de la canalisation principale. Ces conduites doivent être inclinées à 60° avec une pente minimale de 3 %, afin de prévenir tout risque de surcharge hydraulique ou de reflux des eaux.

VII.2.8 Remblaiement des tranchées

1. Enrobage des canalisations

L'enrobage, en contact direct avec la conduite, est constitué de sable ou de gravier contenant moins de 12 % de fines. Ce matériau doit être mis en place jusqu'à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

2. Couche de couverture

Avant de procéder au remblaiement final, les éléments de diamètre supérieur à 100 mm, les débris organiques et les matières animales doivent être éliminés. Il est recommandé d'utiliser un matériau contenant moins de 30 % d'éléments de diamètre supérieur à 20 mm. Les argiles et limons dont la teneur en eau s'écarte de la valeur optimale (déterminée par l'essai Proctor modifié) doivent également être exclus.

Le remblaiement s'effectue par couches successives de 30 cm maximum, chacune devant être soigneusement compactée avant la mise en place de la couche suivante.

VII.2.8 Choix des engins de terrassement :

Afin d'optimiser la rentabilité et l'efficacité des travaux sur le chantier, l'utilisation d'une pelle équipée en rétro constitue une solution adaptée pour l'excavation des tranchées et des fouilles destinées aux regards.

a. Engins de chargement

- Les engins utilisés pour le chargement des matériaux comprennent :
- Les chargeuses,
- Les pelles mécaniques ou hydrauliques.

b. Engins de transport

Pour l'évacuation et le transport des matériaux, les équipements suivants sont utilisés :

- Les brouettes (pour les petits volumes),
- Les camions-bennes (pour les grandes quantités),
- Les motos-basculateurs (engins légers pour accès restreints).

c. Engins de mise en place des matériaux

Le réglage et la compaction des matériaux sont assurés par :

- Les niveleuses,
- Les compacteurs et les finisseurs, selon les besoins du chantier.

d. Détermination des différents volumes de terrassement :

1- Volume de décapage de terre végétale :

$$V_{dec} = B_{cv} \times L \times H_{cv} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Tel que :

- V_{dec} : Volume de décapage en (m^3).
- 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 de tranchée ;

$$V_d = B \times L \times H \dots \dots \dots (VII.5)$$

Tel que :

- V_d : volume du déblai en (m^3).
- B : Largeur de la tranchée en (m).
- L : Longueur de la tranchée en (m).

3- Volume occupé par lit de sable

$$V_s = L \times B \times e \dots \dots \dots (VII.6)$$

Tel que :

- V_s : Volume de sable en (m^3).
- e : Epaisseur de la couche sableuse en (m).

4- volume occupé par la conduite :

$$V_{con} = \frac{\pi \cdot D_{ext}^2}{4} \times L \dots \dots \dots (VII.7)$$

Tel que :

- V_{con} : Volume occupé par la conduite en (m^3).
- D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite en (mm).

5- Volume d'enrobage :

$$V_e = H_e \times B \times L \dots \dots \dots (VII.8)$$

Tel que :

- V_e : Volume d'enrobage en (m^3).
- H_e : Hauteur d'enrobage en (m).

6- Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - V_{con} - V_{dec} - V_s \dots \dots \dots (VII.9)$$

Tel que

- V_{rem} : Volume du remblai en (m^3).

7- Volume excédentaire :

$$V_{ex} = V_f - V_{rem} \dots \dots \dots (VII.10)$$

Tel que ;

- V_{ex} : Volume excédentaire en (m^3).
- V_f : volume du sol foisonné donné par la relation

$$V_f = V_d \times K_f \dots \dots \dots (VII.11)$$

Chapitre VII : Organisation du chantier et sécurité de travail

Tel que :

Kf : coefficient du foisonnement qui dépend de la nature du sol

Tableau VII.1: Coefficients du foisonnement

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

Pour notre calcul, nous prenons Kf = 1,25

Tableau VII.2: résultat des volumes calculé :

V _{déc} (m ³)	V _d (m ³)	V _s (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{rem} (m ³)	V _{ex} (m ³)
591,90	10057,23	1183,796	1625,02	6656,518	5915,02

VII.3 Cout de projet :

Le calcul du devis estimatif et quantitatif constitue une étape essentielle dans la réalisation d'un projet d'assainissement. Il permet de déterminer avec précision les quantités de matériaux, ainsi que les coûts associés à chaque opération prévue sur le chantier. Ce calcul aboutit à l'évaluation du montant total du projet

Les opérations principales sur le terrain :

- Décapage de la couche végétale,
- Réalisation des tranchées,
- Fourniture et mise en place du lit de sable,
- Pose des conduites en PVC et en béton armé (CAO),
- Construction des regards,
- Remblaiement des tranchées,
- Évacuation des déblais excédentaires.

Tableau VII3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Décapage de la terre végétal	m ³	591.90	500,00	2 989 70000
Déblai	m ³	10057.23	240,00	2 413 735.2
Pose de lit sable	m ³	1183.796	1 200,00	1 420 555.2
Remblai de tranchée	m ³	6656.518	200,00	1 331 303.6
Evacuation de déblai excédentaire	m ³	5915.02	300.00	1 774 506.00
Canalisation en PVC (PN06)				
φ300	MI	1584	3 800,00	6 019 200
φ 400	MI	1234	4 500,00	5 553 000

Chapitre VII : Organisation du chantier et sécurité de travail

φ 500	MI	1178	6 000,00	7 068 000
φ 630	MI	422	8 000,00	3 376 000
Canalisation en béton armée				
φ 800	MI	500	12 000,00	6 000 000
φ1000	MI	60	18 000,00	1 080 000
Construction				
Exécution des regards en BA	U	150	65 000,00	9 750 000.00
Exécution de DVO en béton armé	U	1	90 000,00	90 000.00
Exécutions des bouches d'égout	U	120	7 000.00	840 000.00
THT				29 096 200.00
TVA 19%				5 528 278.00
TTC				34 624 478.00

Le cout de notre projet est **Trente-quatre millions six cent vingt-quatre mille quatre cent soixante-dix-huit dinars algériens.**

VII.4 Planification des travaux :

VII.4.1 Les principales opérations à exécuter :

- A. Piquetage
- B. Décapage de la couche de végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. Construction des ouvrages annexes.
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéités pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

VII.4.2 Détermination des délais

Tableau VII.4 : Détermination des délais

Opération	Tr	CCP	DFP	DCCP	DFPP	MT
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

- Le chemine critique est **A-B-C-E-H-I-J-K**.
- La durée totale de projet est de 200 jours.

VII.5 Sécurité de travail :

Le principal objectif de la sécurité au travail est de limiter la fréquence et la gravité des accidents sur les chantiers.

Lors de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, différentes étapes d'exécution sont mises en œuvre, parmi lesquelles :

- Les travaux d'excavation et de terrassement, nécessaires à la pose des conduites, à l'installation des réservoirs de stockage, des stations de pompage, etc.
- Les travaux de construction (génie civil), comprenant notamment le bétonnage, le ferrailage et les diverses opérations associées à l'aménagement des réservoirs et des stations de pompage.

Il est donc impératif que les ingénieurs hydrauliciens prennent en compte, dès la phase d'étude et tout au long du suivi et de l'exécution des travaux, l'ensemble des mesures de sécurité visant à protéger les travailleurs, tant dans les activités hydrauliques que de génie civil.

VII.5.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Les accidents de travail sur les chantiers d'assainissement résultent généralement de deux grandes catégories de causes :

➤ Les causes humaines :

- Insuffisance de vigilance ou négligence des opérateurs et encadrants.
- Fatigue physique ou mentale des ouvriers, des chefs d'équipe et des responsables.
- Désorganisation et encombrement des zones de travail au fil des différentes étapes du chantier.
- Erreurs d'appréciation, de jugement ou de prise de décision.
- Adoption de cadences de travail inadaptées aux contraintes du chantier.

➤ Les causes matérielles :

- Utilisation d'équipements, d'engins et de machines inappropriés ou défectueux.
- Caractéristiques particulières des matériaux mis en œuvre (tuyaux, éléments en béton, pièces de raccordement, etc.).
- Difficultés techniques rencontrées lors des différentes opérations de pose et de raccordement des réseaux.
- Présence et manipulation d'installations mécaniques, électriques ou hydrauliques sous pression.

Tout au long des différentes phases d'un projet d'assainissement, les risques d'accidents demeurent omniprésents : qu'il s'agisse des travaux de terrassement et de pose des canalisations, des opérations de bétonnage des ouvrages annexes, des installations électromécaniques des stations de pompage, ou encore des travaux de maintenance et d'entretien des infrastructures après leur mise en service.

VII.5.2 Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sur des machines en fonctionnement sans prendre les précautions nécessaires.
- Manipuler des installations sous pression ou sous tension sans respecter les consignes de sécurité.
- Réaliser une opération sans en informer les responsables ou sans autorisation préalable.
- Neutraliser ou contourner les dispositifs de sécurité prévus.
- Omettre le port des équipements de protection individuelle (EPI).
- Employer un outil ou un engin de manière inappropriée ou non conforme à son usage.
- Adopter des postures de travail risquées.
- Travailler en hauteur sans protection adaptée ou dans des conditions inappropriées.

VII.5.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

➤ Protection individuelle :

Pour se protéger contre les risques inhérents à certaines activités professionnelles, le port d'équipements de protection individuelle (EPI) est essentiel. Ces équipements comprennent notamment : casques de sécurité, gants de protection, chaussures de sécurité, lunettes de protection, entre autres

➤ Autres mesures de protection :

- Toute tranchée réalisée en zone urbaine ou sous la chaussée doit être correctement balisée et clôturée avec des dispositifs de signalisation visibles de jour comme de nuit, afin de prévenir les chutes de personnes ou d'engins.
- Avant de procéder aux travaux de terrassement, il est obligatoire d'informer les parties concernées et de s'assurer de la stabilité du terrain.
- Lors des travaux manuels (pioche, pelle), les ouvriers doivent respecter une distance de sécurité suffisante les uns par rapport aux autres afin de limiter les risques d'accident.

Conclusion :

Dans ce chapitre, il est possible de conclure que l'organisation du chantier constitue une phase préalable essentielle à l'exécution des travaux. Elle permet de quantifier avec précision les volumes d'ouvrages à réaliser, assurant ainsi une planification efficace des ressources humaines, matérielles et financières. En outre, cette étape fournit une estimation fiable du coût global du projet ainsi qu'une évaluation prévisionnelle de la durée d'exécution.

Pour notre projet, le coût total estimé s'élève à 34 624 478.00 DA, avec une durée prévisionnelle de réalisation de 200 jours, soit environ 7 mois.

L'organisation de chantier permet également de déterminer l'ensemble des engins nécessaires à l'exécution des travaux. Le choix final des équipements sera effectué sur la base d'une analyse technico-économique.

Conclusion générale

Au terme de ce travail, il ressort que la conception d'un réseau d'assainissement efficace repose sur plusieurs critères essentiels, notamment la nature du terrain, le volume des eaux à évacuer et le plan d'urbanisation de l'agglomération.

Dans le cadre de notre étude, nous avons proposé un réseau unitaire pour l'évacuation des eaux usées et pluviales, structuré selon un schéma par zones étagées, en cohérence avec la topographie accidentée de la région. L'évaluation des débits des eaux pluviales a été réalisée selon la méthode rationnelle, en adoptant une période de retour de dix ans.

Les débits des eaux usées domestiques et des services publics ont été estimés en fonction de la densité de population répartie sur l'ensemble de la superficie étudiée.

L'étude technico-économique a permis d'établir que la rénovation du réseau existant, ainsi que le dimensionnement du réseau projeté pour le POS N°2 de la ville de Lakhdaria, nécessitent un investissement global estimé à 34 624 478.00 DA, pour une durée de réalisation de 200 jours.

Références bibliographiques :

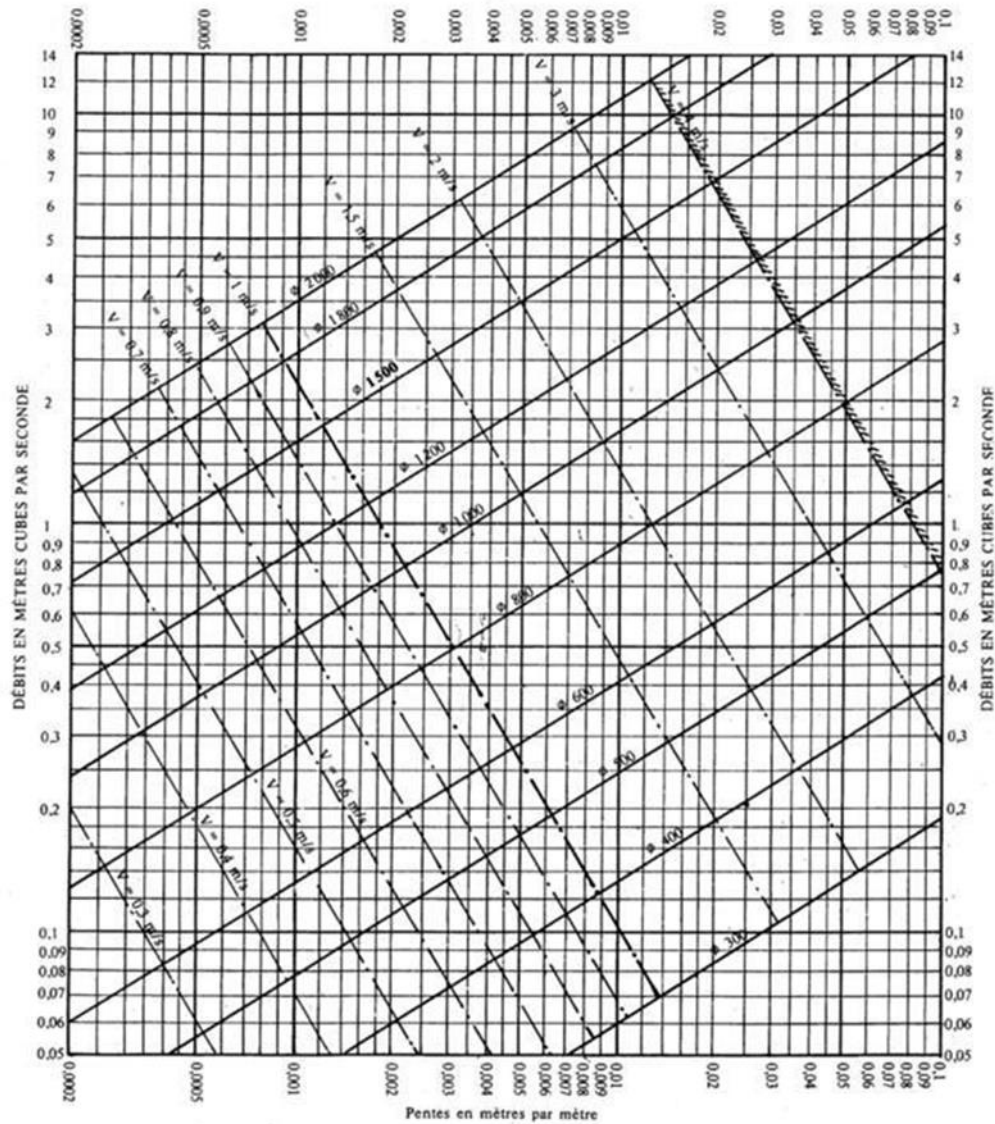
- **Salah B ; 2014**, Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement, ENSH, Blida
- **TOUAIBIA, B, (2004)**, Manuel pratique d'hydrologie ;
- **REMITA Hassiba ,2011** : ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU CENTRE EL KOUIR (VILLE DE LAKHDARIA W.BOUIRA)

Référence sitographie :

- <https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/>
- <https://earth.google.com/web/>

ANNEXES

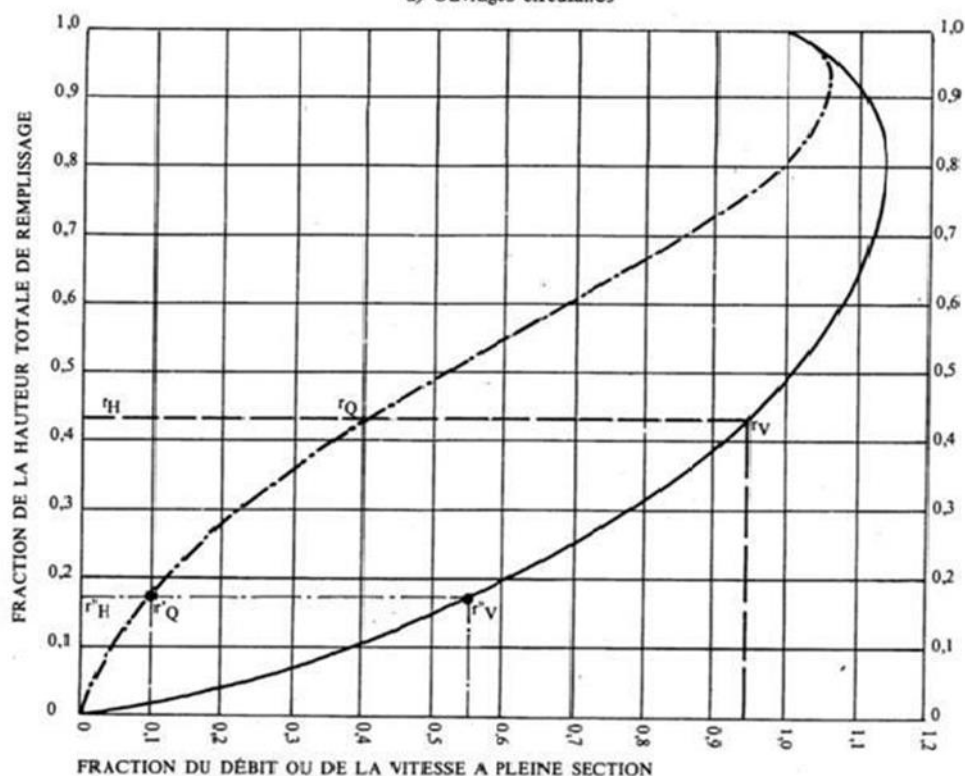
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. — La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\lambda = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r_V = 0.55$ et $r_H = 0.17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1.07$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1.14$) est obtenue avec $r_H = 0.80$.

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

ANNEXES

Annexe 1 : calcul hydraulique

N° SB	Trancon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Auto- Curage
1	R1-R2	25,54	0,0395	0,035	143,14	315	3,62	0,28	0,12	0,00	0,56	0,09	0,18	0,20	2,01	0,31	0,06	vérifie
	R2-R3	30,64	0,0251	0,077	209,67	315	2,89	0,22	0,34	0,01	0,88	0,13	0,37	0,24	2,53	0,38	0,12	vérifie
	R3-R4	25,34	0,0154	0,113	265,24	315	2,26	0,18	0,64	0,01	1,05	0,17	0,58	0,21	2,38	0,38	0,18	vérifie
	R4-R5	28,77	0,0198	0,153	284,23	315	2,56	0,20	0,77	0,02	1,09	0,19	0,66	0,13	2,79	0,50	0,21	vérifie
	R5-R6	25,4	0,0287	0,188	286,23	315	3,09	0,24	0,78	0,02	1,09	0,16	0,66	0,29	3,37	0,49	0,21	vérifie
	R6-R7	25,69	0,0296	0,225	304,31	315	3,13	0,24	0,92	0,02	1,12	0,22	0,75	0,21	3,51	0,68	0,24	vérifie
	R7-R8	39,52	0,0177	0,290	368,65	400	2,84	0,36	0,81	0,02	1,10	0,20	0,68	0,16	3,13	0,56	0,27	vérifie
	R8-R9	30,9	0,0206	0,327	374,79	400	3,07	0,39	0,85	0,02	1,11	0,22	0,70	0,15	3,40	0,68	0,28	vérifie
	R9-R10	27,43	0,0186	0,372	400,90	500	3,39	0,66	0,56	0,01	1,02	0,16	0,54	0,18	3,46	0,54	0,27	vérifie
	R10-R11	32,85	0,0183	0,419	420,47	500	3,36	0,66	0,64	0,01	1,05	0,17	0,58	0,19	3,53	0,58	0,29	vérifie
	R11-R12	30,28	0,0166	0,460	443,46	500	3,20	0,63	0,73	0,02	1,08	0,19	0,64	0,19	3,45	0,60	0,32	vérifie
	R12-R13	30,28	0,0207	0,500	439,02	500	3,57	0,70	0,71	0,01	1,07	0,18	0,63	0,23	3,84	0,63	0,31	vérifie
	R13-R14	27,18	0,0337	0,542	412,87	500	4,56	0,89	0,61	0,01	1,04	0,17	0,56	0,30	4,74	0,79	0,28	vérifie
	R14-R16	33,49	0,0209	0,588	465,61	500	3,59	0,70	0,83	0,02	1,10	0,19	0,70	0,14	3,96	0,68	0,35	vérifie
	R16-R17	35,37	0,0060	0,637	675,40	800	1,98	0,99	0,64	0,01	1,05	0,18	0,59	0,07	2,08	0,35	0,47	vérifie
	R17-R18	25,66	0,0068	0,675	674,16	800	2,10	1,06	0,64	0,01	1,05	0,22	0,58	0,14	2,21	0,46	0,47	vérifie
	R18-R19	26,09	0,0106	0,709	567,48	630	2,98	0,93	0,76	0,02	1,09	0,21	0,65	0,17	3,25	0,62	0,41	vérifie
	R37-R39	47,61	0,0409	0,071	185,41	315	3,68	0,29	0,25	0,01	0,77	0,11	0,29	0,13	2,83	0,41	0,09	vérifie
	R39-R40	41,53	0,0077	0,130	318,75	400	1,88	0,24	0,55	0,01	1,02	0,20	0,53	0,05	1,91	0,38	0,21	vérifie

ANNEXES

N° SB	Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- Curage
2	R40-R41	31,45	0,0099	0,11	287,63	300	1,75	0,12	0,90	0,02	0,92	0,19	0,74	0,02	1,61	0,33	0,22	vérifie
	R41-R42	22,47	0,0085	0,13	316,05	400	1,97	0,25	0,54	0,01	0,81	0,14	0,52	0,00	1,60	0,28	0,21	vérifie
	R42-R43	34,47	0,0104	0,16	321,99	400	2,18	0,27	0,57	0,01	0,82	0,15	0,54	0,01	1,79	0,33	0,22	vérifie
	R43-R57	37,82	0,0069	0,20	381,69	400	1,78	0,22	0,89	0,02	0,92	0,19	0,73	0,02	1,63	0,34	0,29	vérifie
	R57-R58	41,86	0,0034	0,23	483,68	500	1,45	0,28	0,80	0,02	0,90	0,19	0,68	0,02	1,30	0,27	0,34	vérifie
	R58-R59	42,31	0,0037	0,26	499,52	500	1,51	0,30	0,89	0,02	0,91	0,20	0,73	0,03	1,37	0,30	0,36	vérifie
	R59-R68	47,07	0,0031	0,30	535,72	630	1,61	0,50	0,59	0,01	0,83	0,16	0,56	0,01	1,34	0,26	0,35	vérifie
	R68-R69	38,86	0,0036	0,33	532,86	630	1,74	0,54	0,61	0,01	0,84	0,17	0,57	0,01	1,46	0,29	0,36	vérifie
	R69-R70	26,37	0,0318	0,35	363,31	400	3,81	0,48	0,73	0,02	0,88	0,19	0,64	0,02	3,36	0,71	0,25	vérifie
	R70-R100	30,65	0,0326	0,37	367,12	400	3,86	0,48	0,77	0,02	0,89	0,19	0,66	0,02	3,44	0,74	0,26	vérifie
	R100-R103	18,63	0,0301	0,39	381,23	400	3,71	0,47	0,84	0,02	0,90	0,20	0,70	0,03	3,34	0,75	0,28	vérifie
	R103-R107	18,82	0,0317	0,41	386,14	400	3,81	0,48	0,87	0,02	0,91	0,20	0,71	0,03	3,46	0,77	0,29	vérifie
	R107-R108	31,61	0,0132	0,44	468,56	500	2,85	0,56	0,78	0,02	0,89	0,19	0,67	0,02	2,54	0,55	0,33	vérifie
	R108-R109	30,78	0,0271	0,48	419,89	500	4,09	0,80	0,59	0,01	0,83	0,16	0,56	0,01	3,39	0,67	0,28	vérifie
	R109-R110	46,07	0,0256	0,51	434,41	500	3,97	0,78	0,65	0,01	0,86	0,18	0,59	0,02	3,42	0,70	0,30	vérifie
	R110-R116	41,18	0,0251	0,54	445,46	500	3,93	0,77	0,70	0,02	0,87	0,18	0,62	0,02	3,42	0,71	0,31	vérifie
	R116-R117	40,31	0,0282	0,57	443,05	500	4,17	0,82	0,70	0,02	0,87	0,18	0,62	0,02	3,63	0,76	0,31	vérifie
	R117-R118	32,59	0,03	0,60	448,44	500	4,30	0,84	0,71	0,02	0,87	0,18	0,62	0,02	3,74	0,79	0,31	vérifie
	R118-R119	48,71	0,0206	0,64	489,40	500	3,56	0,70	0,91	0,02	0,92	0,21	0,75	0,03	3,28	0,76	0,37	vérifie

ANNEXES

2	R119-R23	37,45	0,025	0,67	449,45	500	3,93	0,77	0,87	0,02	0,91	0,20	0,71	0,03	3,57	0,80	0,36	vérifie
	R19-R20	26,09	0,0088	0,59	618,32	800	2,39	1,20	0,49	0,01	0,98	0,16	0,49	0,01	2,35	0,39	0,39	vérifie
	R20-R21	30,05	0,0073	0,61	648,37	800	2,18	1,10	0,56	0,01	0,82	0,18	0,53	0,02	1,79	0,39	0,43	vérifie
	R21-R22	25,58	0,0023	0,63	815,80	1000	1,42	1,12	0,56	0,02	0,82	0,18	0,54	0,02	1,17	0,26	0,54	vérifie
	R22-R23	27,62	0,0181	0,65	508,39	630	3,90	1,21	0,54	0,01	0,81	0,18	0,52	0,02	3,16	0,69	0,33	vérifie
	R23-R24	48,47	0,025	0,69	482,21	500	3,93	0,77	0,90	0,02	0,92	0,23	0,74	0,04	3,61	0,92	0,37	vérifie
	R24-R26	18,43	0,0254	0,71	484,20	500	3,96	0,78	0,91	0,02	0,92	0,24	0,74	0,04	3,64	0,93	0,37	vérifie
	R26-R27	23,06	0,026	0,72	487,91	500	4,00	0,79	0,92	0,02	0,92	0,24	0,75	0,04	3,68	0,95	0,37	vérifie
	R27-R28	23,47	0,0245	0,74	501,10	630	4,54	1,41	0,53	0,01	0,90	0,17	0,51	0,01	4,08	0,79	0,32	vérifie
	R28-R31	39,19	0,025	0,77	508,56	630	4,58	1,43	0,54	0,01	0,91	0,17	0,52	0,02	4,17	0,80	0,33	vérifie
	R31-R33	49,08	0,024	0,81	517,04	630	4,49	1,40	0,58	0,02	0,83	0,18	0,55	0,02	3,73	0,82	0,35	vérifie
	R33-R32	24,26	0,0242	0,83	522,13	630	4,51	1,40	0,59	0,02	0,83	0,18	0,56	0,02	3,74	0,83	0,35	vérifie
	R32-R36	32,57	0,0246	0,86	523,32	630	4,55	1,42	0,61	0,02	0,84	0,19	0,56	0,02	3,82	0,85	0,36	vérifie
	R36-R30	15,04	0,0144	0,87	652,09	800	3,06	1,54	0,57	0,01	0,82	0,18	0,54	0,02	2,51	0,55	0,43	vérifie
	R30-R29	34,36	0,0411	0,90	110,70	300	2,68	1,90	0,47	0,01	0,98	0,16	0,48	0,01	2,61	0,43	0,14	vérifie

ANNEXES

N° SB	Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Auto- Curage
3	R73-R74	25,9	0,0098	0,01	184,42	300	1,75	0,12	0,11	0,00	0,52	0,08	0,17	0,01	0,91	0,13	0,05	vérifie
	R74-R75	40,13	0,0142	0,03	180,33	300	2,10	0,15	0,23	0,01	0,74	0,12	0,28	0,00	1,56	0,25	0,08	vérifie
	R75-R76	33,96	0,0046	0,04	176,11	300	1,20	0,08	0,46	0,02	0,97	0,21	0,47	0,03	1,15	0,25	0,14	vérifie
	R84-R85	39,35	0,026	0,02	157,80	300	2,84	0,20	0,10	0,00	0,51	0,07	0,16	0,01	1,44	0,21	0,05	vérifie
	R85-R86	30,27	0,0075	0,04	237,99	300	1,53	0,11	0,34	0,01	0,87	0,15	0,37	0,01	1,33	0,22	0,11	vérifie
	R86-R76	42,94	0,0058	0,06	320,10	400	1,63	0,20	0,29	0,01	0,82	0,13	0,33	0,01	1,33	0,22	0,13	vérifie
	R76-R77	36,63	0,0099	0,11	309,05	400	2,13	0,27	0,43	0,01	0,95	0,18	0,44	0,02	2,01	0,38	0,18	vérifie
	R77-R78	37,69	0,0192	0,14	287,82	300	2,44	0,17	0,79	0,03	0,89	0,25	0,67	0,05	2,17	0,61	0,20	vérifie
	R78-R79	37,46	0,0154	0,16	311,50	400	2,65	0,33	0,47	0,02	0,97	0,19	0,47	0,02	2,58	0,49	0,19	vérifie
	R79-R80	33,01	0,0313	0,17	129,84	300	3,12	0,22	0,78	0,03	0,89	0,24	0,67	0,04	2,78	0,76	0,20	vérifie
	R55-R71	36,7	0,0459	0,02	121,69	300	3,78	0,27	0,09	0,02	0,47	0,22	0,15	0,03	1,79	0,85	0,04	vérifie
	R71-R124	45,9	0,0048	0,02	223,53	300	1,22	0,09	0,28	0,02	0,81	0,18	0,32	0,02	0,99	0,22	0,10	vérifie
	R124-R87	29,42	0,0021	0,04	305,20	400	0,98	0,12	0,32	0,01	0,86	0,18	0,36	0,02	0,84	0,18	0,14	vérifie
	R87-R88	39,11	0,0027	0,06	313,92	400	1,11	0,14	0,43	0,02	0,95	0,20	0,45	0,02	1,05	0,22	0,18	vérifie
	R88-R89	26,11	0,0169	0,07	234,83	300	2,29	0,16	0,46	0,02	0,96	0,20	0,46	0,02	2,21	0,45	0,14	vérifie
	R89-R90	21,52	0,0159	0,09	255,75	300	2,22	0,16	0,54	0,02	0,81	0,21	0,52	0,03	1,80	0,48	0,16	vérifie
	R90-R91	34,62	0,025	0,10	397,36	400	3,38	0,42	0,99	0,03	1,14	0,12	0,82	0,14	3,84	0,42	0,33	vérifie
	R91-R80	26,35	0,0228	0,12	411,59	500	3,75	0,74	0,60	0,02	1,04	0,11	0,56	0,14	3,89	0,40	0,28	vérifie

ANNEXES

3	R80-R81	40,34	0,0165	0,31	392,44	400	2,75	0,34	0,90	0,03	0,92	0,26	0,74	0,05	2,53	0,71	0,30	vérifie
	R81-R82	35,45	0,0207	0,33	381,99	400	3,08	0,39	0,86	0,03	0,91	0,26	0,71	0,05	2,80	0,79	0,28	vérifie
	R82-R83	27,95	0,0077	0,35	175,71	300	1,55	0,62	0,56	0,02	1,02	0,21	0,53	0,03	1,58	0,32	0,16	vérifie
	R49-R50	40,83	0,0038	0,03	263,71	300	0,82	0,06	0,46	0,11	0,97	0,53	0,47	0,17	0,79	0,43	0,14	vérifie
	R50-R52	38,61	0,032	0,04	180,09	300	3,15	0,22	0,19	0,01	0,68	0,10	0,24	0,01	2,13	0,33	0,07	vérifie
	R52-R53	30,52	0,0415	0,06	90,87	300	2,69	0,19	0,30	0,01	0,84	0,14	0,34	0,01	2,25	0,37	0,10	vérifie
	R53-R83	23,07	0,0224	0,01	230,68	300	1,98	0,14	0,06	0,02	0,37	0,18	0,10	0,02	0,74	0,36	0,03	vérifie

ANNEXES

N° SB	Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Auto- Curage
4	R96-R97	39,77	0,0178	0,07	178,93	300	1,76	0,12	0,56	0,01	0,82	0,11	0,54	0,01	1,45	0,19	0,16	vérifie
	R97-R98	37,54	0,0176	0,03	229,70	300	1,75	0,12	0,26	0,01	0,78	0,16	0,30	0,01	1,37	0,28	0,09	vérifie
	R98-R111	30,6	0,0221	0,06	222,20	300	2,62	0,19	0,33	0,01	0,87	0,15	0,37	0,01	2,27	0,40	0,11	vérifie
	R111-R112	41,88	0,023	0,08	251,13	300	2,67	0,19	0,44	0,02	0,96	0,18	0,46	0,02	2,56	0,49	0,14	vérifie
	R112-R113	40,38	0,0318	0,12	254,41	300	3,14	0,22	0,53	0,02	0,91	0,19	0,52	0,02	2,86	0,60	0,16	vérifie
	R113-R114	37,15	0,0248	0,14	284,62	300	2,78	0,20	0,74	0,02	0,88	0,22	0,64	0,03	2,44	0,62	0,19	vérifie
	R114-R115	29,15	0,0137	0,17	332,50	400	2,50	0,31	0,55	0,02	0,82	0,18	0,53	0,02	2,05	0,46	0,21	vérifie
	R141-R142	32,06	0,0103	0,19	363,11	400	2,17	0,27	0,71	0,01	0,87	0,14	0,63	0,01	1,89	0,31	0,25	vérifie
	R142-R143	32,57	0,0175	0,21	342,01	400	2,83	0,36	0,60	0,01	0,84	0,14	0,56	0,01	2,38	0,41	0,22	vérifie
	R143-R144	35,7	0,0171	0,24	357,56	400	2,80	0,35	0,67	0,01	0,86	0,14	0,60	0,01	2,40	0,40	0,24	vérifie
	R144-R145	31,95	0,0032	0,26	505,62	630	1,64	0,51	0,51	0,00	0,80	0,10	0,51	0,01	1,31	0,16	0,32	vérifie
	R145-R146	19,72	0,0082	0,29	431,69	500	2,25	0,44	0,65	0,01	0,86	0,11	0,59	0,01	1,93	0,25	0,30	vérifie
	R146-R147	21,46	0,006	0,30	466,94	500	1,92	0,38	0,80	0,01	0,90	0,13	0,67	0,01	1,73	0,26	0,34	vérifie
	R147-R148	35,89	0,0181	0,32	391,29	400	2,88	0,36	0,88	0,01	0,91	0,15	0,72	0,01	2,62	0,44	0,29	vérifie
	R148-R149	32,68	0,019	0,34	397,52	400	2,95	0,37	0,93	0,01	0,92	0,14	0,76	0,01	2,71	0,43	0,30	vérifie
	R149-R123	17,04	0,0301	0,37	369,21	400	3,71	0,47	0,79	0,01	0,89	0,15	0,67	0,01	3,30	0,55	0,27	vérifie
	R123-R63	33,13	0,007	0,38	496,90	500	2,08	0,41	0,93	0,01	0,92	0,17	0,76	0,01	1,91	0,36	0,38	vérifie
	R63-R64	40,35	0,0117	0,40	463,45	500	2,69	0,53	0,77	0,01	0,89	0,16	0,66	0,01	2,39	0,43	0,33	vérifie
	R64-R120	25,4	0,0436	0,43	368,13	400	4,46	0,56	0,77	0,01	0,89	0,16	0,66	0,01	3,97	0,71	0,26	vérifie

ANNEXES

4	R83-R54	39,35	0,018	0,45	245,41	300	2,37	0,52	0,87	0,01	0,91	0,10	0,72	0,01	2,15	0,24	0,22	vérifie
	R54-R56	38,55	0,0293	0,10	245,75	300	3,02	0,21	0,46	0,02	0,97	0,19	0,47	0,02	2,93	0,58	0,14	vérifie
	R56-R60	40,54	0,0128	0,13	346,91	400	1,81	0,23	0,56	0,02	0,82	0,21	0,53	0,03	1,49	0,38	0,21	vérifie
	R60-R67	37,34	0,0189	0,16	342,73	400	2,20	0,28	0,57	0,02	0,82	0,20	0,54	0,03	1,81	0,45	0,22	vérifie
	R67-R92	44,66	0,0075	0,19	433,18	500	1,61	0,32	0,59	0,02	0,83	0,20	0,55	0,03	1,34	0,33	0,28	vérifie
	R92-R93	32,58	0,0085	0,22	439,98	500	1,72	0,34	0,65	0,02	0,85	0,21	0,59	0,03	1,46	0,36	0,29	vérifie
	R93-R120	33,31	0,0075	0,24	467,11	500	1,61	0,32	0,76	0,02	0,89	0,23	0,65	0,04	1,44	0,37	0,33	vérifie

ANNEXES

N° SB	Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- Curage
5	R120-R94	44,04	0,0036	0,27	786,24	800	1,53	0,77	0,35	0,01	0,88	0,15	0,38	0,01	1,35	0,24	0,30	vérifie
	R94-R95	47,53	0,009	0,74	671,35	800	2,42	1,22	0,61	0,01	0,84	0,13	0,57	0,01	2,03	0,30	0,45	vérifie
	R95-R99	44,91	0,01	0,77	666,65	800	2,55	1,28	0,60	0,01	0,84	0,13	0,56	0,01	2,14	0,32	0,45	vérifie
	R99-R101	40,36	0,0044	0,79	786,32	800	1,69	0,85	0,93	0,01	0,92	0,17	0,76	0,01	1,56	0,28	0,61	vérifie
	R101-R102	28,14	0,0063	0,82	740,67	800	2,02	1,02	0,80	0,01	0,90	0,15	0,68	0,01	1,82	0,31	0,54	vérifie
	R102-R45	21,75	0,0067	0,83	736,20	800	2,09	1,05	0,80	0,01	0,90	0,15	0,67	0,01	1,88	0,32	0,54	vérifie
	R45-R46	19,39	0,0046	0,85	793,88	800	1,73	0,87	0,97	0,01	0,93	0,17	0,80	0,01	1,61	0,30	0,64	vérifie
	R46-R47	34,85	0,004	0,86	822,28	1000	1,87	1,47	0,58	0,01	0,83	0,13	0,55	0,01	1,56	0,25	0,55	vérifie
	R47-R48	41,12	0,006	0,88	770,05	800	1,98	0,99	0,89	0,01	0,91	0,17	0,73	0,01	1,80	0,34	0,58	vérifie
	R48-R51	43,38	0,005	0,90	722,93	800	2,41	1,21	0,75	0,01	0,88	0,16	0,65	0,01	2,12	0,38	0,52	vérifie
	R115-R65	16,84	0,0032	0,93	421,18	500	1,05	0,21	4,50	0,07	0,95	0,42	0,82	0,12	1,00	0,45	0,41	vérifie
	R65-R61	19,6	0,0245	0,13	331,68	400	2,51	0,32	0,42	0,02	0,94	0,19	0,44	0,02	2,36	0,48	0,17	vérifie
	R61-R62	29,99	0,0345	0,19	288,40	300	3,27	0,23	0,83	0,02	0,90	0,23	0,70	0,04	2,95	0,76	0,21	vérifie
	R62-R66	22,24	0,0208	0,21	319,07	400	3,08	0,39	0,54	0,02	0,81	0,18	0,53	0,02	2,50	0,57	0,21	vérifie
	R66-R51	21,34	0,0393	0,21	289,23	300	3,50	0,25	0,87	0,03	0,91	0,24	0,72	0,04	3,18	0,85	0,21	vérifie
	R51-R106	35,62	0,015	0,23	358,39	400	2,62	0,33	0,69	0,02	0,87	0,22	0,61	0,03	2,28	0,56	0,24	vérifie
	R106-R105	36	0,018	0,25	356,88	400	2,87	0,36	0,69	0,02	0,87	0,22	0,61	0,03	2,50	0,62	0,24	vérifie
	R105-R104	44,98	0,015	0,27	437,35	500	2,28	0,45	0,60	0,02	0,84	0,20	0,56	0,02	1,92	0,46	0,28	vérifie
	R104-R38	37,68	0,02	0,32	414,77	500	2,63	0,52	0,61	0,02	0,84	0,19	0,57	0,02	2,21	0,51	0,28	vérifie

ANNEXES

	R38-R35	34,05	0,02	0,32	424,70	500	2,63	0,52	0,61	0,02	0,84	0,20	0,57	0,03	2,21	0,53	0,28	vérifie
	R35-R15	38,05	0,021	0,34	431,19	500	2,70	0,53	0,64	0,02	0,85	0,21	0,58	0,03	2,29	0,56	0,29	vérifie

ANNEXES

N° SB	Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto-Curage
6	R121-R190	41,03	0,0246	0,36	190,70	300	2,07	0,15	2,46	0,01	0,98	0,13	0,85	0,00	190,70	300	2,07	vérifie
	R150-R151	36,62	0,0205	0,04	216,07	300	1,89	0,13	0,33	0,02	0,86	0,20	0,37	0,02	216,07	300	1,89	vérifie
	R151-R152	38,78	0,0223	0,06	235,42	300	2,63	0,19	0,30	0,02	0,84	0,21	0,34	0,03	235,42	300	2,63	vérifie
	R152-R153	37,42	0,0237	0,10	264,57	300	2,71	0,19	0,51	0,02	0,80	0,24	0,51	0,04	264,57	300	2,71	vérifie
	R153-R154	30,65	0,0202	0,14	294,66	300	2,51	0,18	0,78	0,03	0,89	0,27	0,66	0,06	294,66	300	2,51	vérifie
	R154-R155	33,69	0,0202	0,17	315,44	400	3,04	0,38	0,45	0,02	0,96	0,20	0,46	0,02	315,44	400	3,04	vérifie
	R155-R156	29,27	0,0252	0,20	318,50	400	3,39	0,43	0,48	0,02	0,98	0,20	0,48	0,02	318,50	400	3,39	vérifie
	R156-R190	23,8	0,0164	0,23	358,44	400	2,74	0,34	0,68	0,02	0,87	0,23	0,61	0,04	358,44	400	2,74	vérifie
	R190-R122	35,8	0,0033	0,26	508,39	800	1,95	0,98	0,26	0,01	0,79	0,14	0,31	0,01	508,39	800	1,95	vérifie
	R122-R125	40,87	0,0126	0,30	415,58	500	2,79	0,55	0,54	0,02	0,81	0,20	0,52	0,03	415,58	500	2,79	vérifie
	R120-R102-1	34,27	0,035	0,34	329,30	400	4,00	0,50	0,67	0,02	0,86	0,20	0,60	0,02	329,30	400	4,00	vérifie
	R157-R158	39,86	0,0156	0,30	181,20	300	2,20	0,16	1,94	0,01	0,88	0,12	0,84	0,01	181,20	300	2,20	vérifie
	R158-R159	39,1	0,0197	0,04	224,18	300	2,47	0,17	0,23	0,01	0,75	0,17	0,28	0,01	224,18	300	2,47	vérifie
	R159-R160	40,48	0,0056	0,08	331,12	400	1,60	0,20	0,40	0,02	0,93	0,20	0,43	0,02	331,12	400	1,60	vérifie
	R160-R161	39,11	0,0414	0,12	253,07	300	3,59	0,25	0,48	0,02	0,98	0,20	0,48	0,03	253,07	300	3,59	vérifie
	R161-R25	42,31	0,0477	0,16	269,22	300	3,85	0,27	0,60	0,02	0,84	0,22	0,56	0,04	269,22	300	3,85	vérifie
	R25-R102-1	42,31	0,0043	0,21	456,57	500	1,63	0,32	0,64	0,03	0,85	0,27	0,59	0,06	456,57	500	1,63	vérifie
	R102-1-126	33,11	0,0234	0,25	348,41	400	3,27	0,41	0,62	0,03	0,84	0,25	0,57	0,05	348,41	400	3,27	vérifie
	R126-R127	20,83	0,0166	0,29	424,81	500	2,40	0,47	0,61	0,02	0,84	0,24	0,57	0,04	424,81	500	2,40	vérifie

ANNEXES

6	R127-R128	32,04	0,0238	0,31	412,89	500	2,87	0,56	0,55	0,02	0,81	0,23	0,53	0,04	2,33	0,67	0,26	vérifie
	R128-R129	29,75	0,022	0,34	432,99	500	2,76	0,54	0,63	0,03	0,85	0,25	0,58	0,05	2,35	0,69	0,29	vérifie
	R129-R15	37,83	0,0288	0,37	427,33	500	3,16	0,62	0,60	0,03	0,84	0,24	0,56	0,04	2,65	0,76	0,28	vérifie
	R15-R34	35,99	0,01	0,41	537,98	630	2,17	0,68	0,61	0,02	0,84	0,23	0,57	0,04	1,83	0,51	0,36	vérifie
	R34-R29	19,64	0,015	0,45	553,60	630	2,66	0,83	0,54	0,02	0,84	0,22	0,52	0,03	2,24	0,58	0,33	vérifie

Annexe 2 : Diagramme de gantt

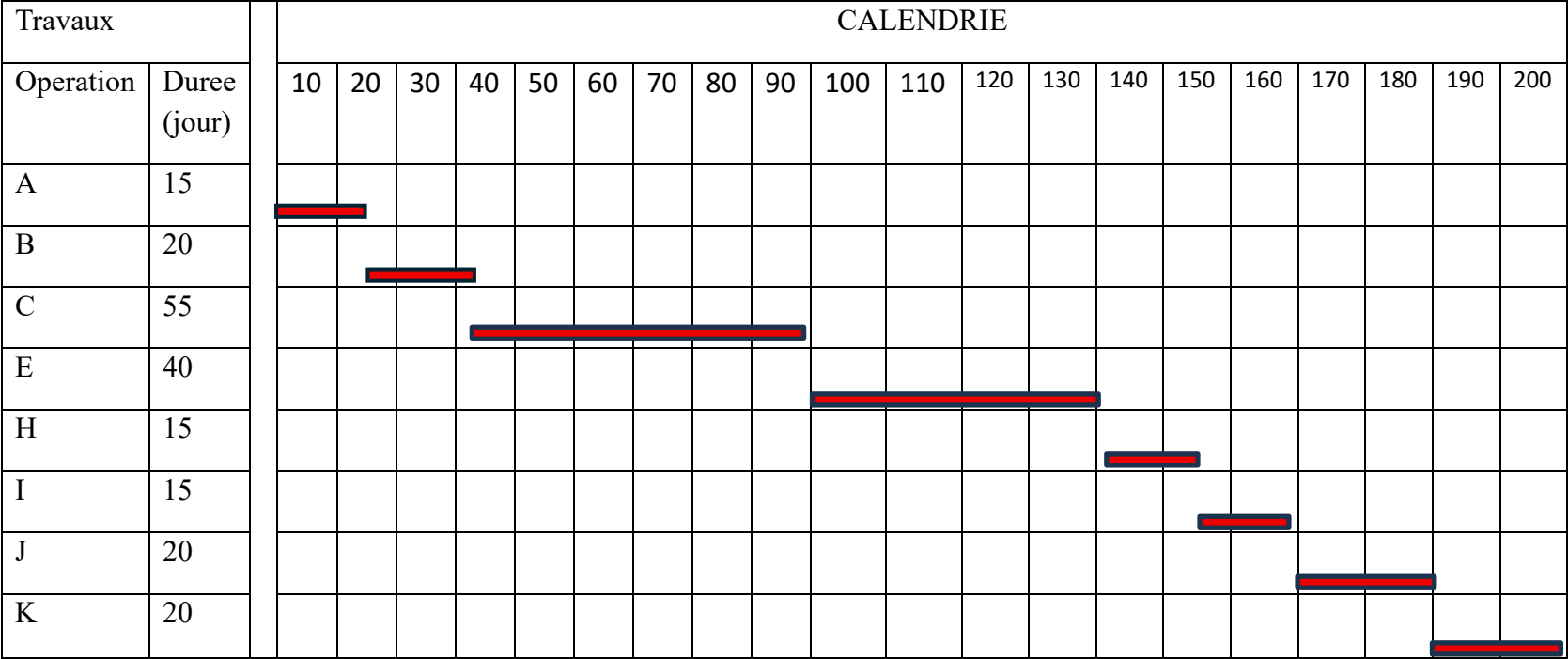


DIAGRAMME DE GANTT