

Session Juillet 2025

Remerciements

Avant toute chose, je remercie Dieu, source de force et de sagesse, qui m'a permis d'achever ce travail avec patience et détermination.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mes parents, pour leur amour inestimable, leur soutien constant et leurs encouragements indéfectibles tout au long de mon parcours académique.

Je souhaite adresser mes vifs remerciements à **Monsieur SALAH Boualem**, professeur et guide tout au long de ce projet, pour ses conseils avisés, sa disponibilité et la rigueur de son encadrement.

Ma gratitude va également à **Monsieur ZEROUAL Ayoub**, pour son accompagnement attentif, ses orientations pertinentes et son soutien continu qui ont largement contribué à la bonne conduite de ce travail.

Je remercie sincèrement l'ensemble des enseignants et du personnel du département d'hydraulique, dont l'engagement et la qualité de l'enseignement ont marqué mon parcours universitaire.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance aux membres du jury pour le temps qu'ils consacrent à l'évaluation de ce mémoire et pour leurs observations enrichissantes.

Enfin, je n'oublie pas toutes les personnes, proches ou collègues, qui m'ont soutenu, encouragé ou simplement cru en moi durant cette aventure : à chacune et chacun, merci du fond du cœur.

Dédicace

Avec tout mon amour, ma reconnaissance la plus profonde et une grande émotion, je dédie ce
mémoire :

À mon père,

Modèle de sagesse et de courage, dont les sacrifices et le dévouement ont été le socle de mon
parcours. Que Dieu te préserve, t'accorde santé, sérénité et une longue vie paisible.

À ma mère,

Ton amour inconditionnel, tes prières silencieuses et ta tendresse constante ont illuminé mes
jours et soutenu mes pas. Que Dieu veille sur toi et t'accorde une vie pleine de bonheur et de
paix.

À mes chères sœurs,

Pour votre amour sincère, votre soutien indéfectible et votre présence rassurante à chaque
étape de mon chemin. Votre affection a été un véritable pilier dans cette aventure.

À mes amies,

Merci pour vos encouragements, vos mots réconfortants et votre présence fidèle dans les
moments de doute comme dans les instants de joie. Votre amitié est un trésor que je chéris
profondément. Que Dieu vous accompagne vers les plus belles réussites.

À toutes les personnes qui me sont chères,

Pour votre bienveillance, vos gestes simples et votre chaleur humaine qui ont rendu ce
parcours plus doux et plus fort. Je vous adresse toute ma gratitude.

ملخص

يتناول هذا البحث تصميم وتحديد أبعاد نظام صرف صحي موحد لحي 6500 مسكن في منطقة حوش الريح التابعة لبلدية مفتاح ولاية البليدة، حيث يهدف المشروع إلى جمع وتصريف المياه المستعملة المنزلية ومياه الأمطار في آن واحد. تتضمن الدراسة تحليلاً هيدرولوجياً للمنطقة، وحساب التصريفات القصوى، وتصميم منشآت الجمع والنقل والتنظيم. كما يقترح إنشاء حوض احتجاز لمياه الأمطار بهدف تقليل خطر الفيضانات في المناطق السفلية من الشبكة. تم تنظيم المشروع وفقاً للقيود التقنية والاقتصادية والبيئية الخاصة بموقع الإنجاز.

الكلمات المفتاحية : الصرف الصحي، شبكة موحدة، المياه المستعملة، مياه الأمطار، حوض احتجاز

Résumé :

Ce mémoire traite de la conception et du dimensionnement d'un système d'assainissement unitaire pour la cité des 6 500 logements située à Haouch Rih, dans la commune de Meftah. Le projet vise à collecter et à évacuer simultanément les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. L'étude comprend une analyse hydrologique, le calcul des débits de pointe, ainsi que la définition des ouvrages de collecte, de transport. Un bassin de retenue des eaux pluviales est prévu afin de limiter les risques d'inondation en aval du réseau. L'organisation du chantier est pensée pour répondre aux contraintes techniques, économiques et environnementales du site.

Mots clés : assainissement, réseau unitaire, eaux usées, eaux pluviales, bassin de retenue.

Abstract:

This thesis focuses on the design and hydraulic sizing of a combined sewer system for the 6,500-housing-unit development located in Haouch Rih, within the Meftah municipality. The system is intended to simultaneously collect and discharge domestic wastewater and stormwater. The study includes a hydrological assessment, peak flow calculations, and the design of collection, conveyance, and regulation structures. A stormwater retention basin is planned to reduce the risk of flooding downstream. The construction plan is developed in accordance with the technical, economic, and environmental constraints of the site.

Keywords: sanitation, combined network, wastewater, stormwater, retention basin.

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE :	10
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE	1
INTRODUCTION :	2
I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE DE MEFTAH :	2
I.2 LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE :	3
I.3 DONNEES NATURELLES DU SITE :	4
I.3.1 SITUATION TOPOGRAPHIQUE :	4
I.3.1.1 Relief :	4
I.3.2 SITUATION CLIMATIQUE :	4
I.3.2.1 La température :	5
I.3.2.2 Humidité relative :	6
I.3.2.3 Pluviométrie :	7
I.3.2.4 Les vents :	8
I.3.2.5 Évaporation :	9
I.3.3 SITUATION GEOLOGIQUE :	9
I.3.4 SISMICITE :	10
I.3.5 SITUATION HYDROLOGIQUE :	11
I.3.6 Situation hydrogéologique :	11
KLIOK	
I.5 URBANISME :	12
I.6 SITUATION HYDRAULIQUE :	13
I.6.1 INFRASTRUCTURES HYDRAULIQUES EXISTANTES :	13
I.6.2 RESEAU D'AEP :	13
I.6.3 RESEAU D'ASSAINISSEMENT :	14
CONCLUSION :	14
CHAPITRE II : ÉTUDE HYDROLOGIQUE	15
INTRODUCTION :	16
II.1 LES AVERSES :	16
II.2 LES PETITES PLUIES :	16
II.3 PERIODE DE RETOUR :	17
II.4 TEMPS DE CONCENTRATION :	17
II.5 ÉVALUATION DE L'INTENSITE MOYENNE MAXIMALE DE PRECIPITATION :	17
II.5.1 COLLECTE DES DONNEES :	18
II.5.2 ÉTUDE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES ET DETERMINATION DE LA LOI D'AJUSTEMENT OPTIMALE :	20
II.5.2.1 Étude statistique des données pluviométriques :	20
II.5.2.2 Teste d'homogénéité :	21
II.5.2.3 Choix de la loi d'ajustement :	21
II.5.2.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	29
CONCLUSION :	31

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE.....	32
INTRODUCTION :	33
III.1 SITUATION DEMOGRAPHIQUE :	33
III.2 SYSTEME D'EVACUATION :	33
III.2.1 SYSTEME UNITAIRE :	34
III.2.2 SYSTEME SEPARATIF :	35
III.2.3 SYSTEME PSEUDO-SEPARATIF :	36
III.3 CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION :	37
III.4 SCHEMAS D'EVACUATION :	38
III.4.1 SCHEMA PERPENDICULAIRE :	38
III.4.2 SCHEMA PAR DEPLACEMENT LATERAL :	39
III.4.3 SCHEMA DE COLLECTEUR PAR ZONES ETAGEES :	40
III.4.4 SCHEMA RADIAL :	40
III.4.4 SCHEMA A COLLECTE TRANSVERSALE OBLIQUE :	41
III.5 CHOIX DU SCHEMA DU RESEAU D'EVACUATION :	41
III.6 CHOIX DU DECOUPAGE DES SURFACES ELEMENTAIRES :	42
III.7 PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU :	42
III.8 ÉVALUATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT :	43
III.8.1 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT RELATIF A LA CATEGORIE D'URBANISATION :	43
III.8.2 COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA DENSITE DE POPULATION :	43
III.8.3 COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA ZONE D'INFLUENCE :	44
III.8.4 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT RELATIF A DIVERSES SURFACES :	44
III.9 CALCUL DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT PONDERE TOTAL :	45
III.10 CALCUL DE LA POPULATION DE CHAQUE SURFACE ELEMENTAIRE :	46
III.10.1 CALCUL DE LA DENSITE PARTIELLE :	46
CONCLUSION :	47
CHAPITRE IV : ESTIMATION DES DEBITS.....	48
INTRODUCTION :	49
IV.1 ÉVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES :	49
IV.1.1 GENERALITES :	49
IV.1.2 NATURE DES EAUX USEES A EVACUER :	49
A. LES EAUX USEES D'ORIGINE DOMESTIQUE :	50
IV.1.3 CONSOMMATION EN EAU POTABLE :	51
IV.1.4 ESTIMATION DES DEBITS D'EAUX USEES :	51
IV.1.4.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques :	51
IV.1.4.2 Évaluation du débit moyen journalier :	52
IV.1.4.3 Évaluation du débit de pointe :	52
IV.1.4.3 Évaluation des débits des équipements publics :	53
IV.2 ÉVALUATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES :	55
IV.2.1 METHODE RATIONNELLE :	55
IV.2.1.1 Hypothèses de La méthode rationnelle :	56
IV.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle :	56

IV.2.1.3 Temps de concentration :	56
IV.2.1.4 Coefficient réducteur α :	58
IV.2.2 METHODE SUPERFICIELLE :	58
IV.2.2.1 Formules D'équivalences :	59
IV.2.2.2 Validité de la méthode superficielle :	60
IV.2.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	60
IV.3 CALCUL DES DEBITS PLUVIAUX :	60
IV.3.1 ÉVALUATION LE COEFFICIENT REDUCTEUR A :	60
IV.4 CALCUL DES DEBITS D'EAUX CLAIRES PARASITES ET DES DEBITS TOTAUX :	61
IV.5 ESTIMATION DES DEBITS TOTAUX :	62
CONCLUSION :	63
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	64
INTRODUCTION :	65
V.1 CONCEPTION DU RESEAU :	65
V.2 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT :	65
V.2.1 CONDITION D'ECOULEMENT ET DE DIMENSIONNEMENT :	65
V.2.2 FORMULES D'ECOULEMENTS :	66
V.2.2.1 Formule de CHEZY :	66
V.2.2.2 Formule de MANNING :	67
V.2.2.3 Formule de Manning-Strickler :	67
V.2.3 MODE DE CALCUL :	67
V.3 LES PRINCIPES DE TRACE DES COLLECTEURS :	69
V.4 NORMES D'ECOULEMENT ET D'IMPLANTATION :	69
CONCLUSION :	70
CHAPITRE VI : LES ELEMENTS CONSTITUTIF DU RESEAU	71
INTRODUCTION :	72
VI.1 LES OUVRAGES PRINCIPAUX :	72
VI.1.1 CANALISATIONS :	72
VI.1.1.1 Type de canalisations :	72
VI.1.1.2 Choix du type de canalisation :	73
VI.1.1.3 Les joints :	74
VI.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :	75
VI.1.1.5 Contrôles des tuyaux préfabriqués :	76
VI.2 OUVRAGES ANNEXES :	77
VI.2.1 LES BRANCHEMENTS :	77
VI.2.2 LES FOSSES :	77
VI.2.2 LES CANIVEAUX :	78
VI.2.3 LES BOUCHES D'EGOUT :	78
VI.2.4 LES REGARDS :	78
VI.2.6 LES DEVERSOIRS D'ORAGE :	80
VI.2.6.1 – Emplacement des déversoirs d'orage.....	80
VI.2.6.2 Types de déversoirs :	81

VI.2.6.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :	82
VI.2.7 LES BASSINS DE RETENUE D'EAU PLUVIALE :	85
VI.2.7.1 L'objectif des bassins :	85
VI.2.7.2 Différentes types de bassins :	86
VI.2.7.3 Méthode de calcul du volume d'un bassin :	86
CONCLUSION :	95
CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER.....	96
INTRODUCTION :	97
VII.1 EMLACEMENT DES CANALISATIONS :	97
VII.2 EXECUTION DES TRAVAUX :	97
VII.3 MANUTENTION ET STOCKAGE DES CONDUITES :	97
VII.3.1 CHARGEMENT ET TRANSPORT :	97
VII.3.2 STOCKAGE :	98
VII.3.3 DECAPAGE :	99
VII.4 IMPLANTATION DES REGARDS ET DES AXES DES TRANCHEES :	99
VII.5 EXCAVATION DES TRANCHEES ET DES FOUILLES POUR LES REGARDS : .	99
VII.5.1 CHOIX DES ENGINS DE TERRASSEMENT :	100
VII.6 AMENAGEMENT DU LIT DE SABLE :	100
VII.7 MISE EN PLACE DES CANALISATIONS :	100
VII.9.1 LES CHARGEURS :	101
VII.9.2 LE ROULEAU LISSE :	101
VII.10 CONSTRUCTION DES REGARDS :	102
VII.11 DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF :	103
VII.11.1 DETERMINATION DES DIFFERENTS VOLUMES :	103
VII.11.1.1 Volumes des déblais des tranchées « Vd » :	103
VII.11.1.2 Volume du découvert « V » :	103
VII.11.1. 3 Volume occupé par le lit de pose « VLP » :	104
VII.11.1. 4 Volume de la conduite « Vc » :	104
VII.11.1.5 volume d'eurobanque tamisée « Ve.t » :	104
VII.3.1.6 Volume du remblai « VR » :	104
CONCLUSION :	106
CONCLUSION GENERALE :	107

Liste des figures :

Figure I.1 : Carte administrative de la wilaya de BLIDA.	2
Figure I.2 : Localisation du projet 6500 logements AADL, Meftah.	3
Figure I.3 : Répartition mensuelle de la température.	5
Figure I.4 : Répartition de l'humidité relative.	6
Figure I.5 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la période.	7
Figure I.6 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.	8
Figure I.7 : Carte géologique de Blida.	10
Figure I.8 : Carte géologique de Blida.	11
Figure II.1 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran .	26
Figure II.2 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran ...	27
Figure II.3 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.	27
Figure II.4 : Comparaison entre les trois graphes d'ajustement de la série à l'aide du logiciel Hyfran.	27
Figure II.5 : Tableau comparatif des lois Gumbel, Galton et GEV en fonction des critères AIC et BIC, calculés à l'aide du logiciel Hyfran.	29
Figure III.1 : Schéma explicatif d'un système unitaire.	34
Figure III.2 : Réseau système unitaire.	34
Figure III.3 : Schéma explicatif d'un système séparatif.	35
Figure III.4 : Réseau système séparatif.	35
Figure III.5 : Schéma explicatif d'un système pseudo-séparatif.	36
Figure III.6 : Réseau système pseudo-séparatif.	36
Figure III.7 : Schéma perpendiculaire simple.	39
Figure III.8 : Schéma perpendiculaire étage.	39
Figure III.9 : Schéma collecter latéral.	40
Figure III.10 : Schéma de collecteur par zones étagées.	40

Figure III.11: Schéma radial.....	40
Figure III.12 : Schéma à collecte transversale oblique.	41
Figure VI.1 Exemple d'un regard simple	80
Figure VI.2 : La courbe du classement fréquentiel des pluies de période T	88
Figure VI.3 : Débit d'entrée a l'instant.	93
Figure VII.1 : Stockage de collecteurs	98
Figure VII.2 : Décapage par bulldozer	99
Figure VII.3 : Mise en place des canalisations.....	101

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température. (1990-2021).....	5
Tableau I.2 : Répartition de l'humidité relative (1993-2021).	6
Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la période (2023-2024).....	7
Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.	8
Tableau I.5 : Répartition mensuelle de l'évaporation (1993-2021).	9
Tableau I.6 : les équipements fonctionnels du pôle Saf-Saf.	12
Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique de Larbaa	18
Tableau II.2 : La série pluviométrique (station de Larbaa) 1980-2024	19
Tableau II.3 : Caractéristiques de la série	21
Tableau II.4 : Ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran.....	23
Tableau II.5 : Ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran.....	24
Tableau II. 6 : Ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.....	25
Tableau II.7 : Résultat du test de Pearson χ^2	28
Tableau II.8 : Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.	31
Tableau III.1 : Estimation démographique de la zone d'étude.	33
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	37
Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.	43
Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.	44
Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	44
Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	44
Tableau III.7 : Calcul du coefficient de ruissellement pondéré de surfe élémentaire.....	45
Tableau III.8 : Calcul du nombre d'habitants des surfaces élémentaire.	47
Tableau IV.1 : Évaluation des débits des eaux usées moyens journaliers et les débits de pointe.	53
Tableau IV.2 : Classification de type de l'agglomération selon le nombre d'habitants.	54
Tableau IV.3 : Les valeurs de coefficient de majoration selon le type de l'agglomération.....	54

Tableau IV.4 : Évaluation des débits des eaux usées générés par les équipements.	55
Tableau IV.5 : Calcul des caractéristiques équivalentes pour des bassins versants associés en série ou en parallèle.....	60
Tableau IV.6 : Les valeurs du coefficient réducteur α	61
Tableau IV.7 : Calcul des débits pluviaux en chaque surface élémentaire :	61
Tableau IV.8 : Calcul des débits parasite d'eau claire de chaque surface élémentaire.....	62
Tableau IV.9 : Les débits totaux de chaque surface élémentaire.	62
Tableau VI.1 : Calcul du temps de concentration t_1	84
Tableau VI.2 : Données de notre agglomération.....	92
Tableau VI.3 : tableau récapitulatif de calcul	95
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des calculs au tc.	95
Tableau VII.1 : Devis estimatif et quantitatif.....	105

Liste des Planches :

Planche 1 : Plan de masse du plan complet, découpage des surfaces élémentaires.

Planche 2 : Tracé du réseau d'assainissement des 4000 logements.

Planche 3 : Tracé du réseau d'assainissement des 2500 logements.

Planche 4 : Les ouvrages annexes.

Planche 5 : Profil en long du collecteur.

Liste des annexes :

Annexe I : Tableau de la loi de khi-deux.

Annexe II : Tableau de coefficient de Manning-Strickler (k_s)

Annexe III : Abaque de variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (d'après la formule de Bazin)

Annexe IV : Abaque de dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

Annexe V : Tableaux des calculs hydrauliques des collecteurs.

Introduction générale :

L'eau est une ressource vitale et irremplaçable, essentielle à la vie, au développement économique et à l'équilibre des écosystèmes. Pourtant, malgré son importance, cette ressource devient de plus en plus rare et menacée, en raison de la croissance démographique, de l'urbanisation rapide et des effets du changement climatique. La gestion rationnelle de l'eau, notamment à travers la collecte, le traitement et la réutilisation des eaux usées et pluviales, représente aujourd'hui un enjeu majeur pour un développement durable.

L'assainissement constitue une étape essentielle du cycle de l'eau. Il représente une spécialité cruciale dans la mesure où il contribue à la fois à la protection de la santé publique et à la préservation de l'environnement. Cette discipline englobe la collecte, le transport et le traitement des eaux usées et pluviales.

En Algérie, les défis liés à l'assainissement sont particulièrement prononcés dans les zones en développement, notamment avec l'émergence de nouvelles cités d'habitation. L'un des problèmes environnementaux majeurs reste le rejet direct des eaux usées dans le milieu naturel, souvent causé par l'absence de réseaux adaptés. Face à cette situation, il devient indispensable de prévoir des solutions efficaces et durables dès la phase de conception.

Dans ce contexte, notre étude s'inscrit dans le cadre du dimensionnement d'un système d'assainissement pour la cité des 6500 logements située au lieu-dit SAFSAF, au sud-est de la commune de Meftah (wilaya de Blida). Il s'agit d'un projet structurant qui vise à doter cette nouvelle zone urbaine d'un réseau capable d'assurer efficacement l'évacuation des eaux usées et pluviales, en conformité avec les normes en vigueur.

Pour mener à bien cette étude, nous avons suivi une démarche méthodologique structurée, commençant par la présentation de la zone d'étude et de ses principales caractéristiques géographiques et hydrologiques. Ensuite, nous avons procédé à l'estimation des débits à collecter et à évacuer, base indispensable pour le calcul. Enfin, nous avons entrepris le dimensionnement du réseau unitaire, en définissant les sections de conduites, les pentes, ainsi que les ouvrages nécessaires au bon fonctionnement du système.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone

Introduction :

En ce premier chapitre, nous collecterons les données essentielles pour étudier un projet d'assainissement des 6500 logements AADL de Meftah, et ce en ce qui concerne le dimensionnement et la conception des divers ouvrages du système d'évacuation de ce projet d'habitat. Les données à collecter sont celles liées aux caractéristiques naturelles du site. Il est questions aussi de la situation hydraulique actuelle du groupement et de son évolution ultérieure. Concernant les ouvrages en question que nous allons dimensionner.

I.1 Situation Géographique de la commune de Meftah :

La commune de Meftah se trouve au nord-est de la wilaya de Blida, au cœur de la Mitidja. Elle est située à seulement 26 km au nord-ouest d'Alger et à 35 km au nord-est de Boumerdes. Ainsi, Meftah est à la limite des wilayas de Blida, d'Alger et de Boumerdes. Avec une superficie de 5212 ha, elle compte une population de 64 409 habitants (RGPH 2008), répartis sur 8 centres urbains et quelques hameaux plus petits.

La commune de Meftah est limitée par :

- La wilaya d'Alger au nord,
- La commune de Djebabra au sud,
- La wilaya de Boumerdes à l'est,
- La commune de l'Arbaa à l'ouest.

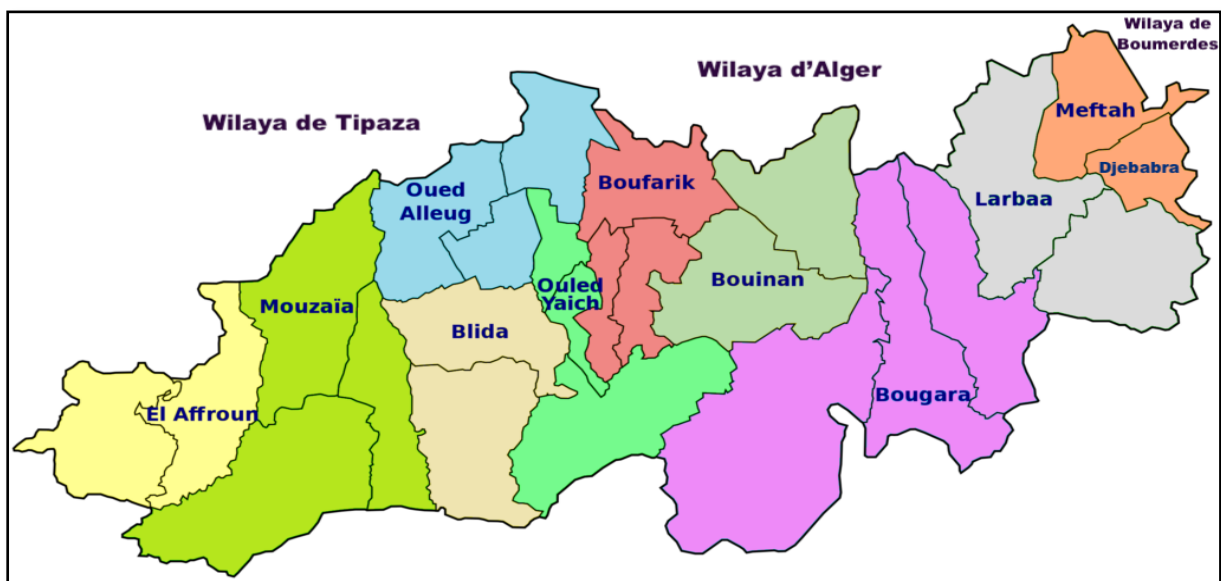


Figure I.1 : Carte administrative de la wilaya de BLIDA.

Source : Gifex.com

I.2 Localisation de la zone d'étude :

La zone concernée par cette étude se situe au lieu-dit SAFSAF, au sud-est de la commune de Meftah, dans la wilaya de Blida. Il s'agit d'un site en cours d'urbanisation, prévu pour accueillir un important projet d'habitat, comprenant notamment une cité de 6500 logements.

Le site de SAFSAF est implanté à proximité des limites administratives entre la wilaya de Blida et celles d'Alger et de Boumerdès. Cette localisation stratégique renforce le rôle de SAFSAF comme zone d'expansion urbaine dans la région.

D'un point de vue géographique, SAFSAF se trouve :

- À environ 8 km du centre-ville de Meftah,
- À proximité des localités de Zerouala, El Bor, et Sidi Moussa (wilaya d'Alger), Et bénéficie d'un accès potentiel à plusieurs axes routiers inter-wilayas.

Ce site a été choisi pour le développement urbain en raison de sa disponibilité foncière, de son positionnement périphérique, et de sa relative proximité avec la capitale Alger.

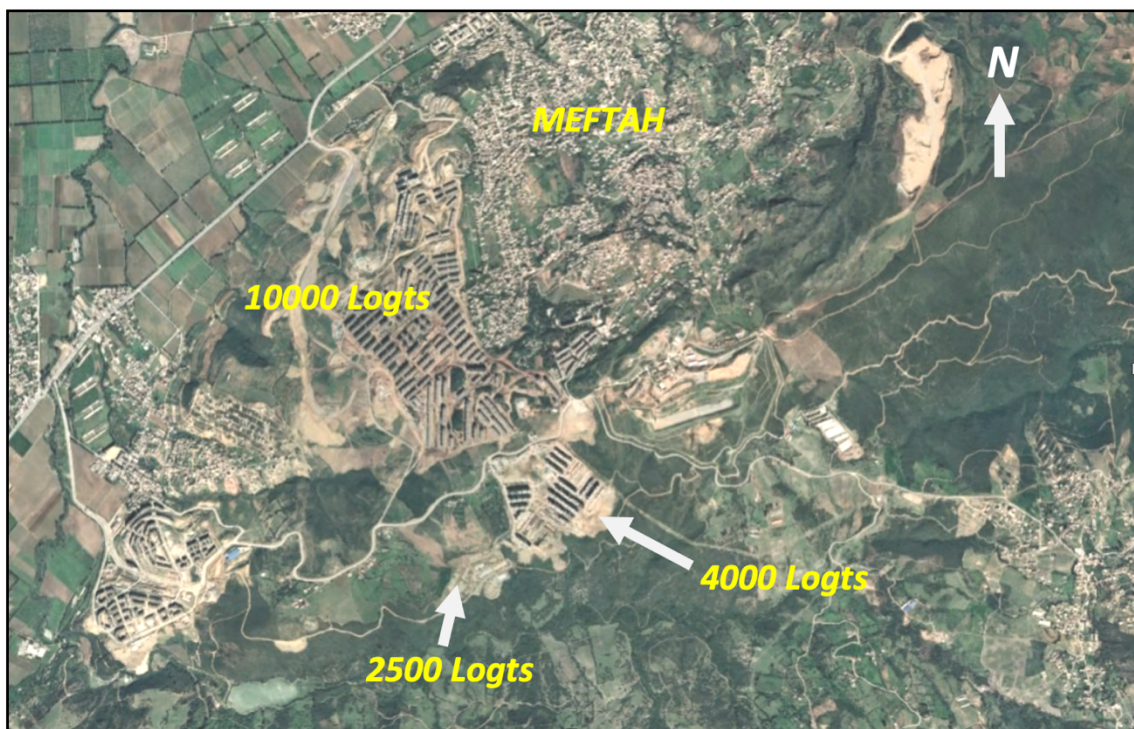


Figure I.2 : Localisation du projet 6500 logements AADL, Meftah.

Source : Google earth.

I.3 Données naturelles du site :

I.3.1 Situation topographique :

La topographie est essentielle dans la conception du projet, car elle influence directement où et comment les réseaux d'assainissement seront installés. Le relief et la pente du terrain jouent un rôle clé dans ce processus.

La zone étudiée et ses environs présentent un terrain montagneux et accidenté dans la partie haute, située à une altitude variante entre 100 et 120 mètres, qui devient progressivement plus plat en descendant vers le bas de la ville, où l'altitude atteint environ 80 mètres. En général, la zone présente des pentes variables et fortes du sud vers le nord, oscillant entre 3 % et 10 %. En somme, le terrain est très accidenté avec une dénivellation marquée, nécessitant une adaptation des infrastructures pour assurer un bon écoulement des eaux.

I.3.1.1 Relief :

Meftah se situe au nord-est de la wilaya de Blida, dans la région fertile de la Mitidja. La localité de SAFSAF, qui fait partie de Meftah, se trouve à environ 100 mètres d'altitude. Au sud de la commune, on retrouve la montagne de Djebel Zerouala, dont le sommet atteint environ 500 mètres, offrant une vue imprenable sur la vallée.

La terre de Meftah est particulièrement riche, ce qui en fait une zone idéale pour l'agriculture. La région est surtout connue pour ses agrumes, comme les oranges, les citrons et les mandarines, mais on y cultive aussi des légumes et des olives. Grâce à son sol fertile et son climat méditerranéen, Meftah est un endroit privilégié pour l'agriculture et joue un rôle important dans la production agricole de la wilaya de Blida.

I.3.2 Situation Climatique :

La commune de Meftah, et plus particulièrement la localité de SAFSAF, bénéficie d'un climat méditerranéen influencé à la fois par la mer et la montagne, ce qui donne au climat des particularités continentales. Cela se traduit par des précipitations qui peuvent varier d'une année à l'autre, parfois de manière assez irrégulière.

Le climat à Meftah se divise en deux grandes saisons : une saison chaude et sèche, qui s'étend d'avril à septembre, suivie d'une saison froide et humide, qui dure d'octobre à mars. Grâce à la présence de la montagne de Djebel Zerouala, les températures et l'humidité varient en fonction de l'altitude. Les étés sont chauds, avec des températures élevées, tandis que les hivers sont

doux et pluvieux, apportant l'eau nécessaire pour l'agriculture locale. Les pluies tombent principalement entre novembre et mars, ce qui est essentiel pour la culture des agrumes, des légumes et des olives.

Ce climat méditerranéen, avec son côté continental, fait de Meftah un endroit où l'agriculture prospère, grâce à une terre fertile et un environnement propice à une grande variété de cultures

I.3.1.1 La température :

La température joue un rôle important dans les phénomènes de concentration et d'évaporation de l'eau. À Blida, et plus précisément à Meftah, les hivers sont généralement doux, avec des températures minimales moyennes avoisinant les 3°C en janvier. En revanche, les étés peuvent être assez chauds, avec des températures maximales moyennes atteignant les 41.5°C en juillet.

Le tableau I.1 et la figure I-4 ci-dessous présentent la répartition des températures pour la période de 1990 à 2021.

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température. (1990-2021).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Tmin C°	3	2.5	6	9	13.5	19.5	23	22.5	17	14	8	2.5	11.71
Tmax C°	19	19.5	25	26	38.5	41.5	39.5	35	30.5	32	22	17	28.79
Tmoy C°	10.9	11	14	15.3	22.9	26.9	29.8	28.4	22	20.6	14.3	10.5	18.88

Source : ANRH Blida (2021)

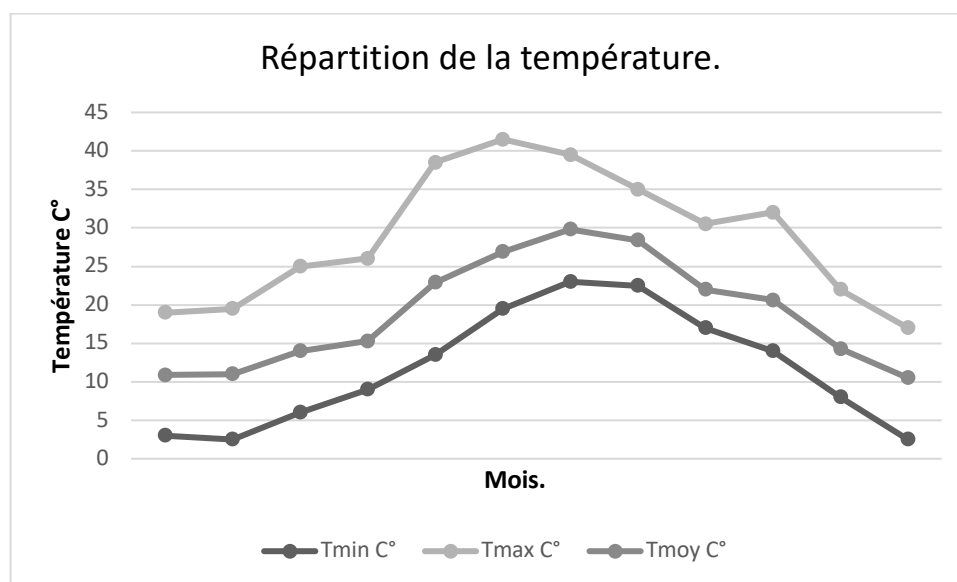


Figure I.3 : Répartition mensuelle de la température.

D'après les données relevées, on observe deux périodes climatiques distinctes :

- La période froide, qui s'étend de novembre à avril. Qui s'étend de novembre à avril. Les températures les plus basses sont enregistrées en janvier et février, avec des minimales descendant jusqu'à 2,5°C et une température moyenne avoisinant 10,9°C en janvier et 11°C en février.
- La période chaude, qui dure de mai à octobre. Les températures commencent à grimper dès mai, atteignant des pics en juin (41,5°C) et en juillet (39,8°C). Les mois les plus chauds sont juillet et août, avec des moyennes respectives de 29,8°C et 28,4°C.

Ces variations traduisent un climat où les hivers restent relativement frais, tandis que les étés sont particulièrement chauds, caractéristiques d'un climat méditerranéen à influence aride.

I.3.2.2 Humidité relative :

L'humidité relative, exprimée en pourcentage, mesure la proportion de vapeur d'eau présente dans l'air par rapport à la quantité maximale qu'il pourrait contenir à une température donnée. À Meftah, située dans la wilaya de Blida, l'humidité relative moyenne mensuelle varie entre 82% et 86,75%. Cette valeur correspond à la moyenne des niveaux d'humidité mesurés chaque mois, comme le montre le tableau I.2 qui détaille ces fluctuations tout au long de l'année.

Tableau I.2 : Répartition de l'humidité relative (1993-2021).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Humidité %	85	84.2	84.6	82	84.25	84.75	84.75	85	86.75	85.5	84.4	85.4	84.8

Source : ANRH Blida (2023)

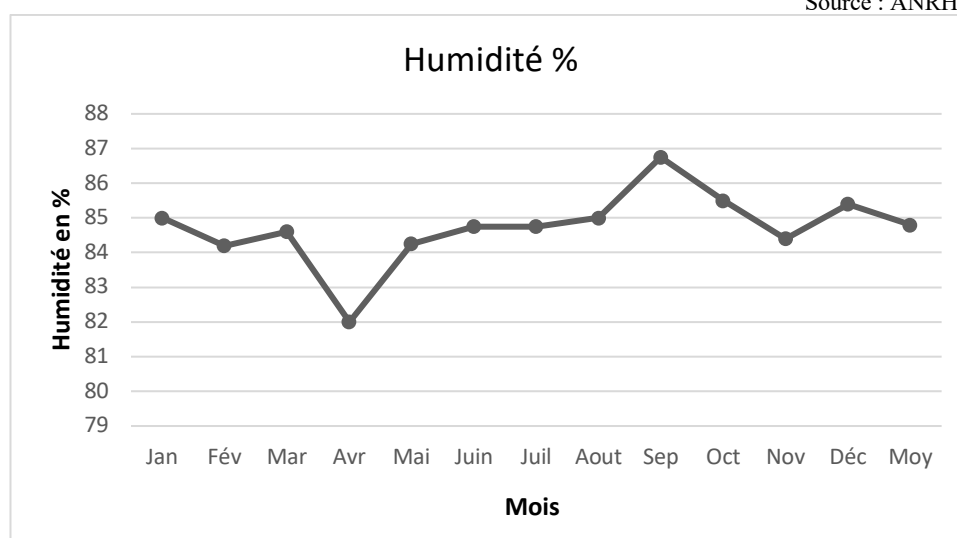


Figure I.4 : Répartition de l'humidité relative.

Le tableau I.2 montre que l'humidité relative à Meftah reste élevée tout au long de l'année, avec des variations modérées. Elle atteint son maximum en septembre (86,75 %) et son minimum en avril (82 %). On observe une certaine stabilité entre les mois, notamment en janvier, août et décembre, où les valeurs sont proches de 85 %. Cette répartition reflète les tendances climatiques locales, avec une humidité globalement élevée sans variations brusques entre les saisons.

I.3.2.3 Pluviométrie :

La pluviométrie est un élément clé dans l'estimation du coût du réseau, notamment lorsqu'il s'agit de définir le type de réseau d'assainissement à concevoir.

Le tableau I.3 présente la répartition mensuelle de la pluviométrie pour la période 2023-2024

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la période (2023-2024).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluie (mm)	12.3	0	81.3	25.1	18.2	43.9	7.1	17.4	1.2	0	0	0

Source : ANRH Blida (2025)

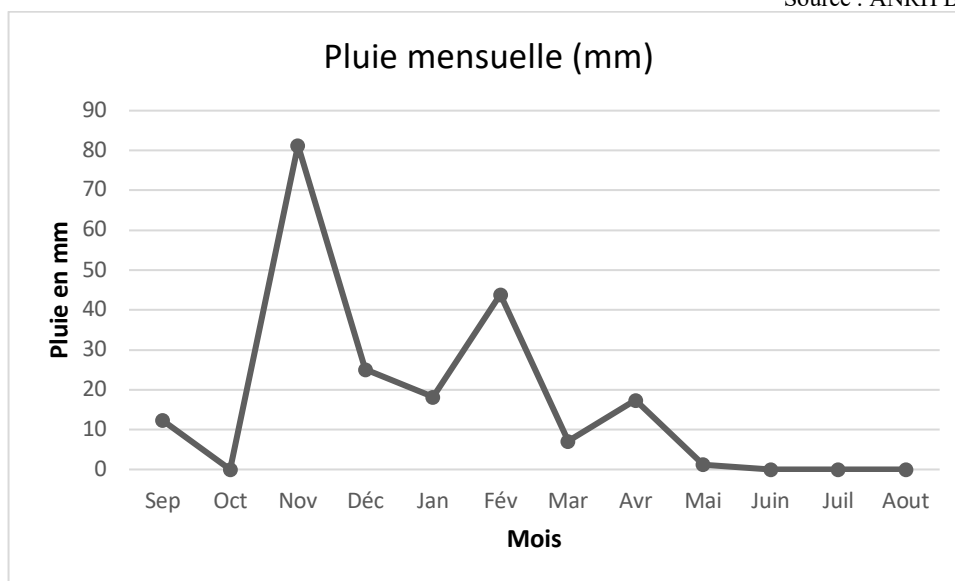


Figure I.5 : Répartition mensuelle de la pluviométrie de la période.

L'analyse de la répartition mensuelle des précipitations montre que :

- La saison des pluies s'étend de novembre à mars, avec un pic maximal en novembre, dépassant 80mm.
- Les précipitations restent significatives en décembre, janvier et février, avec une légère augmentation en février.
- À partir d'avril, une diminution progressive est observée, menant à une période sèche de mai à août, où les précipitations deviennent presque nulles, notamment en juin et juillet.

I.3.2.4 Les vents :

Les vents dominants dans la région soufflent principalement de l'Ouest et du Sud-Ouest, avec quelques rares rafales provenant du Nord-Est. La force des vents est la plus forte en hiver et atteint son minimum à la fin de l'été. Pendant la saison chaude, ces vents jouent un rôle important en adoucissant le climat. Le sirocco, quant à lui, est bloqué par le contrefort du Djebel Chréa, qui fait partie de l'Atlas Blidéen.

Le tableau I.4 montre les vitesses moyennes mensuelles des vents.

Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Vitesse (km/h)	3.0	3.1	2.9	3.1	2.8	3.0	3.2	3.1	2.5	2.3	2.5	3.7	2.85

Source : ONID

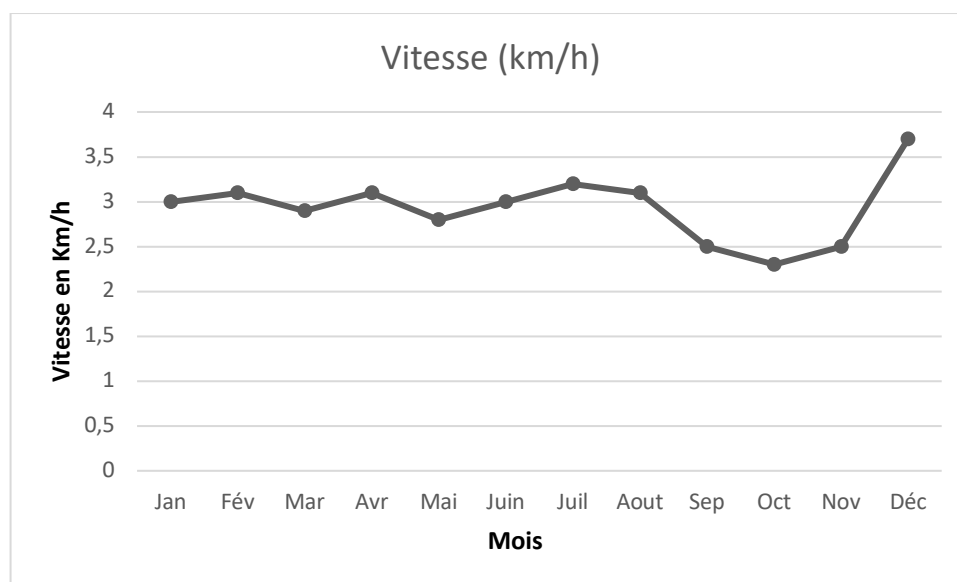


Figure I.6 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.

La vitesse du vent reste relativement stable autour de 3 km/h de janvier à août, avant de diminuer en septembre et d'atteindre son minimum en octobre. Elle repart ensuite à la hausse en novembre, avec un pic en décembre. Ces variations reflètent l'influence des saisons sur la dynamique des vents.

I.3.2.5 Évaporation :

L'évaporation désigne le phénomène de vaporisation progressive d'un liquide à sa surface, sous l'effet d'un apport thermique. Ce processus thermodynamique, intrinsèquement lié aux échanges énergétiques, joue un rôle fondamental dans la dynamique hydrologique et la régulation des flux atmosphériques, influençant ainsi les bilans hydriques et climatiques à différentes échelles spatio-temporelles.

La répartition mensuelle de l'évaporation (Tableau I-5) révèle des variations irrégulières d'un mois à l'autre.

Tableau I.5 : Répartition mensuelle de l'évaporation (1993-2021).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Max mm	169.4	192.3	195.5	224.1	170.3	209.7	186.4	172.2	308.9	277.4	281.4	233.4
Min mm	48.41	23.2	38.8	28.4	26.7	44.8	31.1	70.8	80.5	56.6	40	135.7
Moy mm	114.08	101.34	84.26	68.82	26.7	44.8	31.1	112.08	152.69	174.89	197.88	189.09

Source : ANRH Blida (2023)

Ce tableau présente les variations mensuelles de l'évaporation, avec des valeurs maximales, minimales et moyennes. On remarque une évaporation plus intense en mai, juin, juillet et août, avec un pic en mai (308,9 mm), tandis que les mois d'hiver, notamment janvier (26,7 mm), enregistrent les plus faibles valeurs, reflétant l'influence des conditions climatiques sur le phénomène évaporatoire.

I.3.3 Situation géologique :

La géologie de Meftah est marquée par une grande diversité, avec plusieurs types de formations :

- **Quaternaire** : On trouve principalement des alluvions récentes déposées par les oueds, qui recouvrent une large partie des terres agricoles.
- **Crétacé** : Des calcaires et grès qui forment des paysages karstiques, avec des grottes et des cavernes.
- **Éocène** : Des couches marneuses qui apparaissent dans les zones plus élevées et enrichissent les sols.
- **Roches métamorphiques et flyschs**: Dans les couches profondes, des schistes et quartzites, typiques de l'Atlas Blidéen, témoignent des transformations géologiques anciennes.

Cette diversité géologique fait de Meftah une région riche et variée sur le plan naturel (Figure I-7).

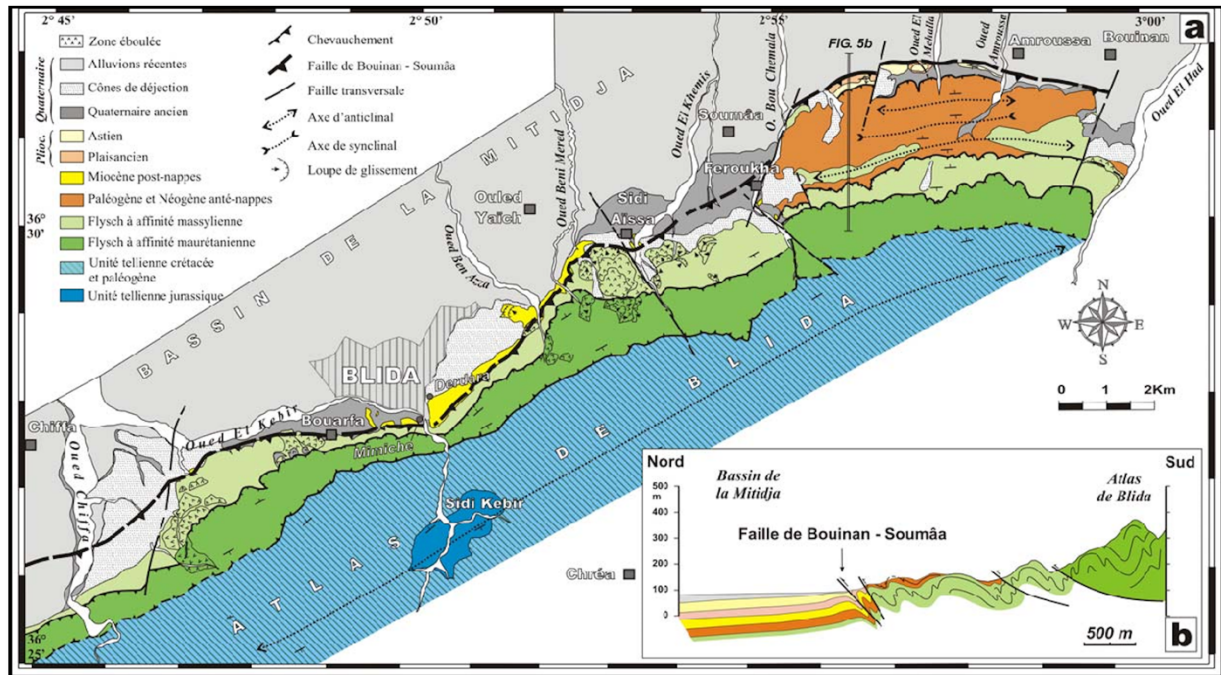


Figure I.7 : Carte géologique de Blida.

Source : researchgate.net

I.3.4 Sismicité :

La région de Meftah se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent africain de l'Europe, ce qui en fait une zone géologiquement instable. Selon le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), cette zone appartient à la catégorie II-b, caractérisée par une sismicité modérée et une période de retour des séismes de 30 à 40 ans.

Étant dans le nord de l'Algérie, Meftah fait partie du bassin de la Mitidja, une zone qui connaît une activité sismique significative. Le bassin est bordé par deux failles principales, au nord et au sud, qui sont responsables de nombreux séismes. Au cours des dernières décennies, plusieurs secousses importantes ont touché la région, dont le séisme majeur du 21 mai 2003, à Boumerdes, qui reste l'un des plus marquants (Figure I.8).



Figure I.8 : Carte géologique de Blida.

Source : researchgate.net

I.3.5 Situation hydrologique :

La situation hydrologique de Meftah, commune située dans la wilaya de Blida, se caractérise par une pluviométrie modérée, concentrée principalement durant la saison hivernale. La période la plus arrosée s'étend de novembre à mars, avec un pic des précipitations généralement observé en janvier. À l'inverse, la saison estivale est marquée par une sécheresse prononcée, entraînant un déficit hydrique notable.

Le réseau hydrographique de Meftah est structuré autour de plusieurs oueds, notamment l'Oued Meftah, l'Oued El Harrach et l'Oued SAFSAF. Ces cours d'eau jouent un rôle essentiel pour l'irrigation des terres agricoles et la recharge partielle des nappes souterraines. Toutefois, ils présentent une forte variabilité saisonnière. Leur débit est quasi nul en période sèche, tandis qu'il augmente significativement durant la saison pluviale, entre novembre et février, charriant des eaux boueuses riches en sédiments. Ce phénomène entraîne à la fois l'érosion des berges et l'infiltration partielle des eaux dans les sols, contribuant à l'alimentation locale des nappes.

En complément de ses ressources de surface, la commune de Meftah dépend également du barrage de Bougara pour l'approvisionnement en eau, tant pour la consommation domestique que pour les besoins agricoles. Dans ce contexte, la gestion intégrée et durable des ressources en eau constitue un enjeu stratégique, en particulier pour garantir la sécurité hydrique d'un secteur agricole vital pour l'économie locale.

I.3.6 Situation hydrogéologique :

Le contexte hydrogéologique de la zone de Saf-Saf Meftah révèle la présence d'une nappe aquifère située entre 10 et 20 mètres de profondeur. Cette nappe est principalement alimentée

par l'infiltration des eaux de pluie et celles des oueds. Pour la ville de Meftah, l'alimentation en eau souterraine provient de la nappe du bassin El Harrach. Elle se recharge grâce à plusieurs facteurs :

- Les précipitations, qui apportent une alimentation directe ;
- L'infiltration des eaux des oueds voisins ;
- L'ascien, qui permet d'alimenter la nappe, soit directement lorsqu'il entre en contact avec les alluvions en bordure du Sahel, soit par drainage à travers les marnes.

Cette dynamique permet à la nappe de maintenir son niveau et de fournir une ressource importante pour la région.

I.4 Situation démographique :

D'après les informations fournies par les services compétents de la wilaya de Blida (DRE Blida), le taux d'occupation moyen est de 6 personnes par logement pour le moyen et long terme. Ainsi, le nombre d'habitants concerné par ce programme est estimé à 39 000 hab.

I.5 Urbanisme :

Le pôle Saf-Saf de Meftah connaît une transformation progressive, passant d'une zone à dominante agricole à un centre urbain en pleine expansion. Il joue un rôle stratégique dans le développement local et bénéficie d'une infrastructure en constante amélioration. Le secteur est doté de divers équipements publics, incluant des infrastructures administratives, éducatives, sanitaires, sportives et culturelles. La croissance démographique et l'urbanisation en cours nécessitent un renforcement des équipements pour répondre aux besoins des habitants.

Actuellement, les équipements fonctionnels du pôle Saf-Saf sont détaillés dans le tableau I-6.

Tableau I.6 : les équipements fonctionnels du pôle Saf-Saf.

Désignation des équipements.	Nombre	Surface m ²
Mosquée	2	5827
École primaire	6	10688
CEM	3	5860
Lycée	2	11426
Centre commercial	1	2000
Polyclinique	1	2700
Marché	1	2200
Centre de santé	1	1430
Protection civil	1	2700

I.6 Situation hydraulique :

I.6.1 Infrastructures hydrauliques existantes :

Le pôle urbain de Saf-Saf est équipé de diverses infrastructures hydrauliques permettant la gestion et la distribution des ressources en eau. Ces installations comprennent des réservoirs de stockage, des conduites principales, ainsi que des ouvrages de régulation et de drainage destinés à assurer un écoulement maîtrisé. Le réseau en place permet d'adapter l'acheminement et l'évacuation des eaux en fonction des besoins urbains et des conditions climatiques locales. Toutefois, certaines infrastructures, en raison de l'urbanisation croissante, nécessitent des interventions pour garantir leur efficacité et leur pérennité face aux exigences futures.

I.6.2 Réseau d'AEP :

Le pôle urbain de Saf-Saf, situé à environ 4 km de la commune de Meftah, est une nouvelle agglomération en développement, prévue pour accueillir une population en croissance. L'alimentation en eau potable repose sur une infrastructure structurée comprenant un réservoir principal semi-enterré en béton armé, de forme circulaire, utilisé pour le stockage et la distribution de l'eau. Deux stations de reprise sont également présentes, chacune équipée d'un système de pompage et d'un réservoir, assurant une pression suffisante pour une distribution efficace. Une conduite d'adduction en PEHD relie le réservoir principal aux stations et aux réseaux locaux, fonctionnant sous pression pour assurer une répartition homogène sur l'ensemble de la zone.

Le réseau d'eau potable est de type maillé, ce qui permet une meilleure circulation et une distribution équilibrée dans les différents quartiers. La dotation actuelle en eau est estimée à 150 litres par habitant et par jour. La future extension de la ville prévoit l'utilisation de plusieurs forages intégrés à ce réseau. Un réservoir supplémentaire de 5000 m³ est prévu pour renforcer l'approvisionnement, alimenté par une conduite de refoulement de diamètre 400 mm.

L'exploitation et la gestion du réseau sont assurées par les services de l'Algérienne des Eaux (ADE). Toutefois, des efforts d'entretien et d'amélioration des équipements restent nécessaires pour limiter les pertes et garantir un service durable face à l'évolution de la demande.

I.6.3 Réseau d'assainissement :

Notre zone urbanisée concernée par le projet d'assainissement urbain est récemment créée et ne comporte pas de système d'assainissement ni de réseau de VRD.

Conclusion :

Ce chapitre a pu être rédigé grâce à une analyse rigoureuse des informations accessibles, ce qui était indispensable pour lancer notre étude. Il a permis de présenter la commune de Meftah, en particulier la zone des 6500 logements AADL située dans le secteur de SAF-SAF. Les données géographiques et climatiques recueillies ont mis en lumière les principales caractéristiques du site, qui influencent directement la conception du système d'assainissement. Ce chapitre constitue donc une étape fondamentale, car les éléments qu'il rassemble serviront de base pour les chapitres suivants et pour l'élaboration complète de notre projet. Il permet d'adapter les solutions techniques aux spécificités locales, en garantissant une gestion efficace des eaux usées et pluviales, tout en respectant les exigences environnementales et sanitaires.

Chapitre II :

Étude hydrologique

Introduction :

Ce chapitre est dédié à l'étude hydrologique, L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration, les eaux souterraines. C'est ainsi que l'on peut distinguer les eaux de surface des eaux souterraines donc l'hydrologie de surface de l'hydrologie souterraine. (Bénina TOUAIBIA,2004).

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles. Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement, de drainage, d'irrigation, de barrages et de navigation fluviale. L'objectif de cette étude est de déterminer les paramètres essentiels, notamment l'intensité des précipitations, afin de définir le dimensionnement du réseau d'assainissement. Cela permettra d'assurer un système capable de gérer efficacement les eaux pluviales et usées, tout en répondant aux besoins spécifiques de la zone étudiée.

II.1 Les averses :

Les averses sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. La durée du phénomène continue varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures (Régis BOURRIER,1981).

Les averses considérées dans les études se caractérisent soit par :

- Une hauteur d'eau importante.
- Une forte intensité par unité de temps.
- Une transformation pluie brute/pluie nette générant le débit.
- Une érosion ou un apport de pollution liés au ruissellement.

Ceci exige ainsi, un système de drainage efficace

II.2 Les petites pluies :

Représentent les précipitations comprises entre les bruines (hauteur d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement) et les averses orageuses. Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux (Régis BOURRIER,1981).

II.3 Période de retour :

Elle est définie comme étant le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, elle est déterminée suite à une étude technico-économique basée sur un compromis entre le coût de construction du réseau et celui de son entretien.

Pour les projets d'assainissement, dans les zones fortement urbanisées, le concepteur n'hésitera pas à dimensionner les collecteurs principaux en vue de déterminer les débits maximums de période de retour de 20 ans, voir 50 ans. En Algérie, nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans). (Régis BOURRIER,1981)

II.4 Temps de concentration :

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. (Bénina TOUAIBIA,2004).

II.5 Évaluation de l'intensité moyenne maximale de précipitation :

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout, des systèmes de drainage et des aménagements antiérosifs. « A égalité d'intensité, les pluies qui occasionnent la débit maximum en un point du réseau d'écoulement est celle dont la durée de précipitation est au moins égale au temps de concentration des eaux». L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h.

L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps Δt , de différents points du réseau et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 10, 20 ou 50 ans. Lors de l'étude des averses, il convient donc de déterminer les valeurs des intensités moyennes maximales pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt . (Bénina TOUAIBIA,2004).

L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée Soit :

$$im = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (II-1)$$

im : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

II.5.1 Collecte des données :

Il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières sur une longue durée (Régis BOURRIER, 1981).

Le tableau III.2 présente les données relatives aux précipitations enregistrées à la station pluviométrique de LARBAA, selon les relevés fournis par l'ANRH de Blida. Ces données couvrent une période d'observation de 44 ans, allant de 1980 à 2024, et incluent les précipitations journalières maximales.

La station pluviométrique de Larbaa est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Identification de la station pluviométrique de Larbaa

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Larbaa	021403	X (km)	541.15	1980-2024 (44 ans)
		Y (km)	362.95	
		Z (m)	100	

Source : ANRH Blida (2025)

Tableau II.8 : La série pluviométrique (station de Larbaa) 1980-2024

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
80-81	0	22	26	68	17	23	25	76.1	15.5	1	0	25.5	76.1
81-82	1.5	13	9.5	29	39	40.5	12	10	17	16	0	1.5	40.5
82-83	26	24	37.5	18.5	1.5	19	7.5	5	6.5	0	8.5	6	37.5
83-84	0	19	13	45	55.5	38	12	18.5	46.5	11	0	0	55.5
84-85	19.5	84	17	19	25	17	66	5.5	54.5	0.5	0	0	84
85-86	22	24	91	11.5	11	34	81	12	2.5	23	19.5	0	91
86-87	42	8	28.5	40	33	25.5	4.5	0.5	101.5	32	0.5	0.5	101.5
87-88	17	17.5	35	16.5	19.5	20.5	42	15.5	22	16.6	0	0	42
88-89	13	38	19.5	55.5	3	12.5	4.5	28	19	3.5	1	1.5	55.5
89-90	1.5	2	2.5	25	2.1	0	8.8	16	10	0	2.4	0	25
90-91	2	8	8	16	30	22.8	20	10.8	18	2.4	0	2	30
91-92	5	80	16.6	3.4	77.6	14.1	24.9	38.1	37	12.5	2	0	80
92-93	5.5	73	69.7	13.9	22.4	24.8	19	18	38.6	0	2.7	2.8	73
93-94	19	34.7	26.2	34.6	128	26.5	0	28.5	0.5	0	0	0	128
94-95	43	17.1	22.6	40	80	25	41	6.8	0	15.6	0	5	80
95-96	8.4	20	15.5	10	43	32.1	16	72	8	14.5	1	1.2	72
96-97	40.3	15	9.3	22	14	25.5	16.9	44	13	7	1.7	9.1	44
97-98	25	53	42.8	30.5	27.3	33	15.4	31	46	3.9	0	6	53
98-99	8.6	11.2	24.5	30	28	55	29.9	7.1	3.6	2.9	0	1.5	55
99-00	25	16	18.2	42.8	2.3	7.3	10	12.5	19.5	0	0	0	42.8
00-01	4.4	14.8	24.5	24	37	27.5	0	14.3	2.4	0	0	0	37
01-02	10.8	8.5	29.6	20.4	28	15.8	22.8	27.2	13.3	0	3.6	26	29.6
02-03	24.2	26.5	45	70.5	37	56.3	10	44.4	27	0	0.6	0	70.5
03-04	19	10	25.2	33.9	38.4	34.5	43.8	32.2	33	0	8.1	0	43.8
04-05	16.5	26.5	62	36.1	32	18.8	14.4	8.1	2.4	0	0	0	62
05-06	10.2	26.5	20.9	32	34.2	39	12.1	1	16	0	0	3.8	39
06-07	5.5	25	25.8	54	2.1	31.4	76.8	37	3.2	0.9	0	8	76.8
07-08	42.2	47.6	40	32	0	13.2	24.7	19	19.6	0.9	5.5	0	47.6
08-09	12	6	35	40	36	14.6	22.5	12	12.8	0	0	0	40
09-10	45	22	27.3	36	35.2	12.5	56	10	11.3	0	0	24	56
10-11	4	18.6	12	20.1	62	27.8	11.5	21.6	47.9	15.2	0	1	62
11-12	18.8	18.7	9.5	22.5	15.8	38.5	30.2	21	6.2	0	0	16.5	38.5
12-13	4.5	26.1	18.9	12	16	28.5	18.5	30.9	86.3	3.4	0	7.8	86.3
13-14	7.4	12.5	31.5	60.3	35	23.7	32.8	1.4	3.1	49.8	0	0	60.3
14-15	23.1	15.3	12.8	43.7	40	24.3	28.2	0	5.5	2.8	0	0	43.7
15-16	2.6	28.5	15.2	0	48.1	32.7	51.4	26.1	39.4	0	0	0	51.4
16-17	2.2	7.2	29.3	50.6	52.9	7.5	22.6	8.8	15.9	16.5	0	0	52.9
17-18	43.8	23.2	43.9	35.6	9.7	25.3	21.1	49.1	39.9	37.5	0	0	49.1
18-19	15.8	12.9	66.3	34.2	41	11.2	17.8	31.1	11.2	6.2	2.5	2.7	66.3
19-20	14.1	13.6	42.4	8.9	13.1	0	26.5	30.6	16.5	10.5	0	7.5	42.4
20-21	25.5	17.5	19.1	29.5	10.8	8.8	22.8	9.5	12.1	4.2	0	2.5	29.5
21-22	15.5	34.7	58.9	25	10.2	21.8	23.1	40.6	26.5	0	0	0	58.9
22-23	25.5	6.3	19.2	12.2	31	4.8	26.9	5.8	29.5	11.8	0	0	31
23-24	12.3	0	81.3	25.1	18.2	43.9	7.1	17.4	1.2	0	0	0	43.9

Source : ANRH Blida (2025)

II.5.2 Étude des données pluviométriques et détermination de la loi d'ajustement optimale :

II.5.2.1 Étude statistique des données pluviométriques :

L'analyse des données disponibles constitue une étape essentielle dans l'étude d'un projet d'assainissement, permettant de situer précisément les événements hydrologiques dans le temps.

L'approche statistique appliquée aux précipitations vise à examiner les caractéristiques empiriques d'un ensemble de mesures, issues d'un suivi sur 44 années. Cette analyse porte notamment sur les précipitations mensuelles ainsi que sur les valeurs maximales enregistrées en une seule journée.

Parmi les paramètres clés étudiés, on retrouve :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières ($\overline{P_{max,j}}$), calculée sur l'ensemble des 44 ans d'observation.

Cette étude permet de mieux comprendre le comportement des précipitations et d'optimiser la conception des infrastructures d'assainissement en fonction des conditions climatiques locales.

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} \dots\dots\dots (II-2)$$

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} = \frac{2484.9}{44} = 56.475$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 44 ans).

L'écart type « $\sigma P_{max,j}$ » :

Pour n $\geq$ 30 ans on a :

$$\sigma P_{max,j} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{n}} \dots\dots\dots (II-3)$$

$$\sigma P_{max,j} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{n}} = 21.5$$

Coefficient de variation « Cv » :

$$CV = \frac{\sigma P_{max,j}}{\overline{P_{max,j}}} \dots\dots\dots (II-4)$$

$$CV = \frac{\sigma P_{max,j}}{\overline{P_{max,j}}} = \frac{21.5}{56.475} = 0.381$$

Le tableau II.3 regroupe les principales caractéristiques des précipitations, en s'appuyant sur une série d'observations couvrant plusieurs années.

Tableau II.9 : Caractéristiques de la série

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'années d'observation	44
Minimum des $P_{\max j}$ en (mm)	25
Maximum des $P_{\max j}$ en (mm)	128
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	56.475
L'écart type en (mm)	21.5
Coefficient de variation	0,381

Remarque : L'exposant climatique pour notre région $b=0.37$ est donné par l'A.N.R.H de BLIDA

II.5.2.2 Teste d'homogénéité :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, alors nous devons-nous assurer que notre série pluviométrique est homogène et qu'elle vient de même endroit. Pour notre cas puisque nous travaillons sur des valeurs de pluies journalières maximales l'effectuation du test n'est pas nécessaire (Bénina TOUAIBIA,2004).

II.5.2.3 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions Homogénéité-Stationnarité sont réunies parmi lesquelles :

- Loi de Fuller ou loi Exponentielle.
- Loi Gamma, Lois de Pearson I et III.
- Loi de Gumbel ou Loi doublement exponentielle.
- Loi de Goodrich.
- Loi de Fréchet.
- Loi de Weibull.

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

Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des 2 lois.

Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

Quelle que soit la loi théorique d'ajustement à un échantillon, le procédé de calcul est toujours le même. Il consiste à :

1. Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon que nous travaillons à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
2. Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
3. Calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique ;
4. Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : moyenne, écart type ou coefficient de variation, coefficient d'asymétrie.
5. Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.
6. Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
7. Lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante à une probabilité donnée.
8. Tester l'adéquation de la loi d'ajustement.
9. Calculer l'intervalle de confiance en général à 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes.

Les lois d'ajustement les plus utilisées sont celles qui ont le moins de paramètres, parmi lesquelles :

- La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- La loi Log Normale ou loi de Galton (Bénina TOUAIBIA,2004).

II.5.2.3.1 Ajustement à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (II-5)$$

Tel que :

$$y = \alpha (x - x_0) \dots \dots \dots (II-6)$$

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL

X : variable étudiée (P_{max,j}) ;

X₀ : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

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

On peut écrire :

$$y = -\ln[-\ln(F(x))] \dots \dots \dots (II-7)$$

La fréquence expérimentale est donnée par la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{m-0,50}{n} \dots\dots\dots(\text{II-8})$$

Avec :

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$X = \left(\frac{1}{a}\right) y + x_0 \dots\dots\dots (\text{II-9})$$

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \dots\dots\dots (\text{II-10})$$

Avec :

$\frac{1}{a}$: la pente de la droite de Gumble.

X_0 : l'ordonnée à l'origine

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{Y} \dots\dots\dots (\text{II-11})$$

Les valeurs des précipitations maximales correspondant aux différentes périodes de retour ont été déterminées à l'aide du logiciel Hyfran, en appliquant la méthode des moments.

Les résultats obtenus après ajustement à la loi de Gumbel sont regroupés dans le tableau II.4.

U Gauss= 46.78

α = 16.78

Tableau II.10 : Ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran

Période de retour « T » [ans]	Probabilité «Q»	Valeur théorique «X _t » [mm]	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	197	19.0	160-235
2000.0	0.9995	171	15.9	140-202
1000.0	0.9990	160	14.5	131-188
200.0	0.9950	133	11.4	111-156
100.0	0.9900	122	10.1	102-142
50.0	0.9800	111	8.78	93.4-128
20.0	0.9500	95.4	7.04	81.5-109
10.0	0.9000	83.6	5.74	72.3-94.8
5.0	0.8000	71.3	4.46	62.6-80.1
3.0	0.6667	61.5	3.55	54.6-68.5
2.0	0.5000	52.8	2.89	47.1-58.4

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non-dépassement.

X_t : précipitation maximale journalière.

II.5.2.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log normal) :

La méthode d'ajustement utilisée suit le même principe que celui appliqué pour la loi de Gumbel. Cependant, la différence réside dans la représentation graphique, qui est tracée sur un papier log-normal.

La loi de Galton est caractérisée par une fonction de répartition exprimée par la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1u^2}{z}} d\ldots \quad (\text{II-12})$$

Avec :

$F(x)$: Fréquence au non-dépassement.

La variable centrée réduite de Gausse est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma \ln x} \quad (\text{II-13})$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).

$\overline{\ln x}$: la moyenne des logarithmes de la variable x

$\sigma \ln x$: l'écart-type des logarithmes de la variable x .

Les valeurs des précipitations maximales correspondant aux différentes périodes de retour ont été déterminées en utilisant le logiciel Hyfran, basé sur la méthode du maximum de vraisemblance. L'ajustement des données à la loi log-normale a permis d'obtenir des résultats, présentés dans le tableau II.5.

$$\overline{\ln x} = 3.97$$

$$\sigma \ln x = 0.37$$

Tableau II.11 : Ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran.

Période de retour « T » [ans]	Probabilité «Q»	Valeur théorique «Xt» [mm]	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	205	32.1	142-269
2000.0	0.9995	176	24.7	127-224
1000.0	0.9990	163	21.8	121-206
200.0	0.9950	135	15.6	105-166
100.0	0.9900	124	13.2	97.7-150
50.0	0.9800	112	10.9	90.5-133
20.0	0.9500	96.4	8.19	80.3-112
10.0	0.9000	84.4	6.30	72.1-96.8
5.0	0.8000	71.9	4.62	62.8-80.9
3.0	0.6667	61.9	3.56	54.9-68.8
2.0	0.5000	52.9	2.91	47.2-58.6

II.5.2.3.3 Ajustement à la loi GEV :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II-14)$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k}{\alpha}(x - u)\right) \dots\dots\dots (II-15)$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmax,j).

u : paramètre de position

a : paramètre de dispersion (a > 0).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

Les précipitations maximales correspondant à différentes périodes de retour ont été déterminées à l'aide du logiciel Hyfran, en appliquant la méthode du maximum de vraisemblance. L'ajustement des données à la loi des valeurs extrêmes généralisée (GEV) a permis d'obtenir des résultats qui sont synthétisés dans le tableau II.6.

$$u = 46.34 ; \alpha = 15.62 ; k = 0.07$$

Tableau II. 12 : Ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

Période de retour « T » [ans]	Probabilité «Q»	Valeur théorique «Xt» [mm]	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	246	109	/
2000.0	0.9995	202	68.6	/
1000.0	0.9990	184	55.0	/
200.0	0.9950	146	30.5	/
100.0	0.9900	131	22.7	86.1-175
50.0	0.9800	116	16.4	84.0-148
20.0	0.9500	97.7	10.1	77.8-118
10.0	0.9000	84.3	6.88	70.8-97.8
5.0	0.8000	71.0	4.73	61.7-80.3
3.0	0.6667	60.9	3.67	53.7-68.1
2.0	0.5000	52.1	3.01	46.2-58.0

III.5.2.3.4 Comparaison entre les lois d'ajustement :

Lorsqu'une loi de probabilité théorique est ajustée à un ensemble de données, il est essentiel de vérifier si cette loi représente fidèlement la distribution des observations. Le principal défi réside dans la validation de cet ajustement.

Pour déterminer si une loi est appropriée, plusieurs critères de sélection sont utilisés :

- **L'ajustement graphique** : Il consiste à comparer visuellement la distribution théorique avec les données empiriques à l'aide de courbes de fréquence, de droites de probabilité ou de représentations log-log.
- **Le test de dispersion** : Il permet d'évaluer l'écart entre les valeurs observées et les valeurs théoriques grâce à des indicateurs statistiques tels que le **khi-deux**.

Ces méthodes permettent de choisir la loi la plus adaptée aux données analysées, garantissant ainsi une meilleure précision dans les prévisions hydrologiques et la gestion des événements extrêmes.

a. Teste Graphique :

Ce test repose sur une **analyse graphique** des données ajustées. Il consiste à examiner la **répartition des points** sur le papier de probabilité afin d'évaluer la qualité de l'ajustement.

L'objectif est de vérifier si les points forment un **alignement cohérent** sans présenter de **déviation anormale** ou de **courbures inhabituelles**, ce qui pourrait indiquer une mauvaise correspondance entre le modèle théorique et les observations réelles.

Cette approche permet d'avoir une **première validation qualitative** avant d'utiliser des tests statistiques plus approfondis pour confirmer la pertinence du modèle ajusté.

Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II.1, II.2, II.3 et II.4, on remarque que : La loi log normal donne un meilleur ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

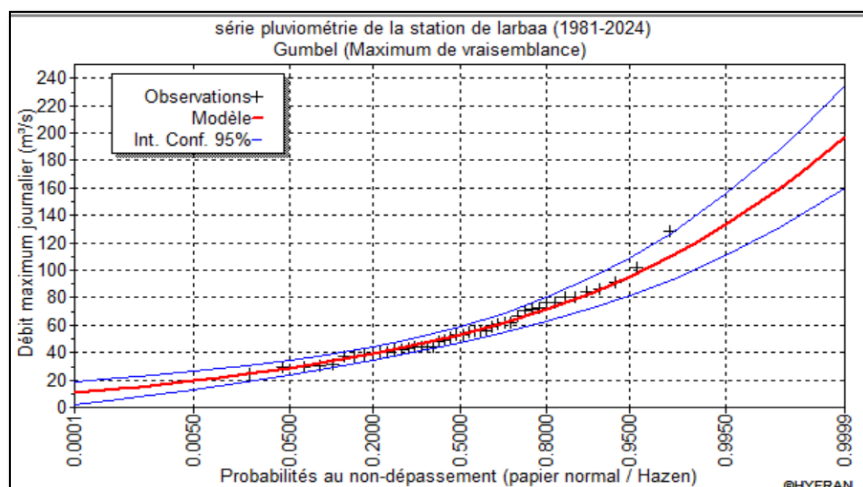


Figure II.9 : Graphique d'ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran

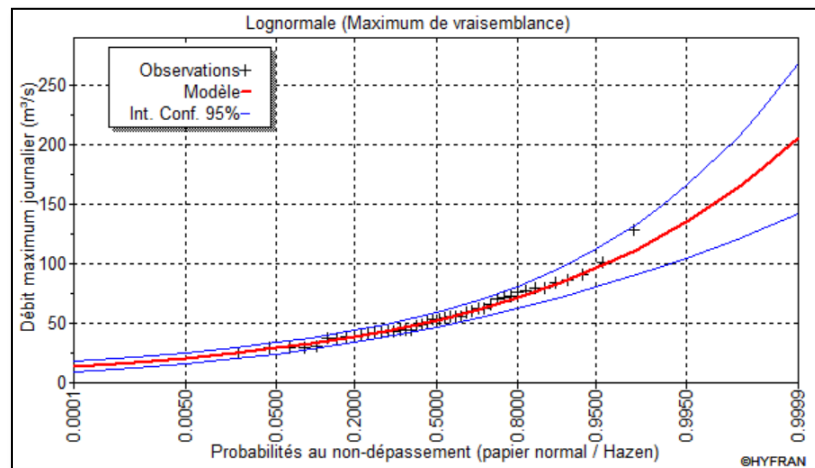


Figure II.10 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran

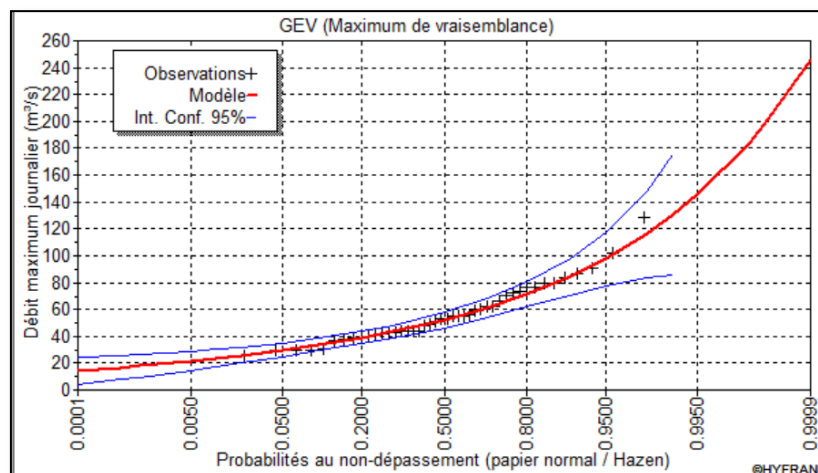


Figure II.11 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

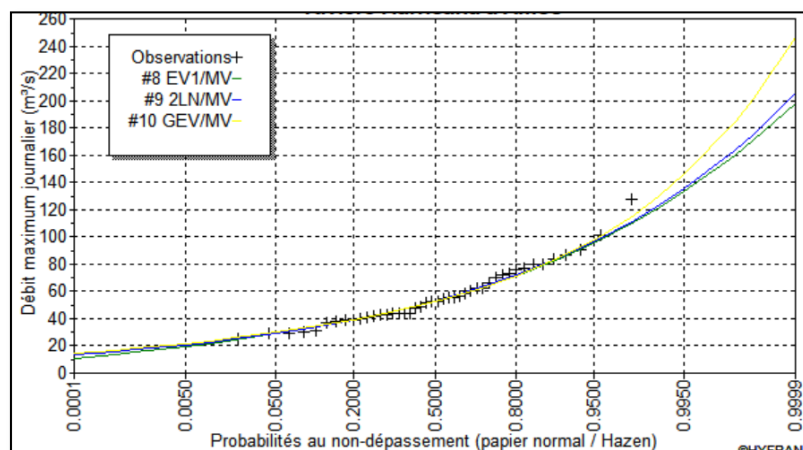


Figure II.12 : Comparaison entre les trois graphes d'ajustement de la série à l'aide du logiciel Hyfran.

b. Test d'adéquation de Khi-deux :

Également connu sous le nom de test de Pearson, le test du Khi-carré permet d'évaluer si une loi statistique théorique correspond bien aux données observées. Il repose sur la comparaison entre les valeurs calculées et les valeurs théoriques de χ^2 pour un échantillon de taille N.

Étapes du test :

- Calcul du χ^2 empirique : On détermine la valeur de χ^2 à partir des données et on identifie le nombre de degrés de liberté (γ) à l'aide du logiciel Hyfran.
- Détermination du χ^2 théorique : La valeur seuil est extraite de la table du Khi-carré (voir Annexe I) pour le seuil de confiance choisi.

Ce test est un outil essentiel pour vérifier l'adéquation d'un modèle probabiliste aux données disponibles et ainsi prendre une décision objective sur son utilisation.

$$\gamma = 1 - k - m \dots\dots\dots \text{(II-16)}$$

Avec :

k : Nombre de classe

m : Nombre de paramètre de la loi de GAUSS

Condition :

- La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$
- On pose l'hypothèse nulle H_0 : Est que la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F.

Pour que $P = F$ soit vérifier il faut que : « χ^2 calculé < χ^2 théorique »

Tableau II.13 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de classe	Degré de liberté γ	P	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observation	H0
GUMBEL	9	6	0.4815	8.00	12.59	χ^2 calculé< χ^2 théorique	Condition vérifiée
GALTON	9	6	0.2415	8.00	12.59	χ^2 calculé< χ^2 théorique	Condition vérifiée
GEV	9	5	0.2765	8.00	11.07	χ^2 calculé< χ^2 théorique	Condition vérifiée

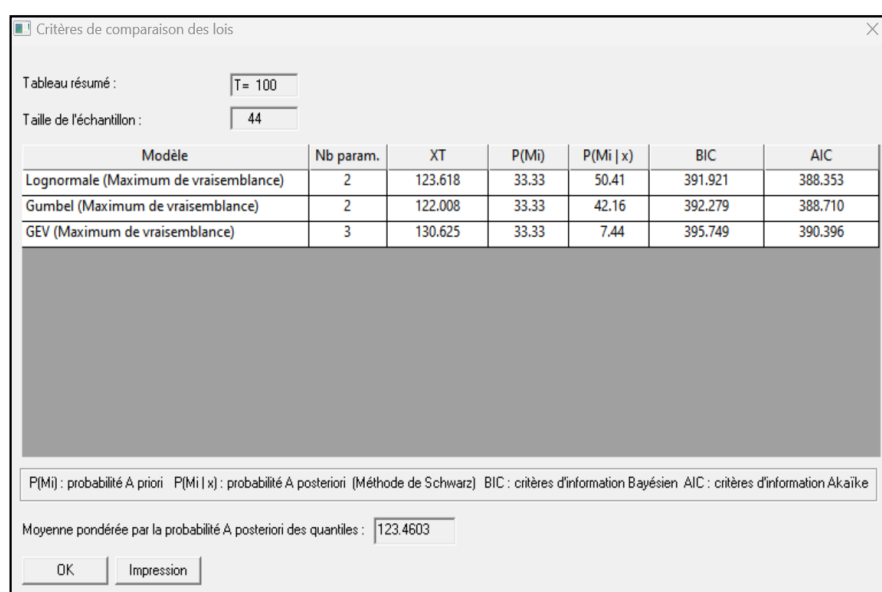
Interprétation :

Le test du Khi-carré révèle que, dans cette étude, les trois lois statistiques Gumbel, Galton et GEV sont appropriées. Les résultats indiquent que la série de données s'adapte aussi bien à la

loi de Gumbel qu'à celle de Galton et de GEV, confirmant ainsi leur pertinence pour modéliser les observations.

c. Sélection de la loi :

L'adéquation de l'ajustement aux trois lois étant confirmée, il apparaît toutefois que la log-log-normale offre un meilleur ajustement que les lois de Gumbel, Galton et GEV, selon l'analyse graphique. Cette supériorité est également appuyée par des valeurs plus faibles des critères d'information d'Akaike (AIC) et Bayésien (BIC), qui favorisent le modèle présentant les valeurs minimales de ces indicateurs. Ces critères sont calculés automatiquement via le logiciel Hyfran. Le tableau suivant compare les trois lois en fonction des valeurs d'AIC et de BIC obtenues avec cet outil.



Critères de comparaison des lois

Tableau résumé : T = 100

Taille de l'échantillon : 44

Modèle	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi x)	BIC	AIC
Lognormale (Maximum de vraisemblance)	2	123.618	33.33	50.41	391.921	388.353
Gumbel (Maximum de vraisemblance)	2	122.008	33.33	42.16	392.279	388.710
GEV (Maximum de vraisemblance)	3	130.625	33.33	7.44	395.749	390.396

P(Mi) : probabilité A priori P(Mi | x) : probabilité A posteriori (Méthode de Schwarz) BIC : critères d'information Bayésien AIC : critères d'information Akaike

Moyenne pondérée par la probabilité A posteriori des quantiles : 123.4603

OK Impression

Figure II.13 : Tableau comparatif des lois Gumbel, Galton et GEV en fonction des critères AIC et BIC, calculés à l'aide du logiciel Hyfran.

Ainsi, afin d'assurer une marge de sécurité satisfaisante, il est considéré que la série des pluies maximales journalières s'adapte plus efficacement à la loi log-normale.

III.5.2.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Cette section est consacrée à l'estimation des précipitations de courte durée et de leurs intensités correspondantes. Cette démarche repose sur l'ajustement des données selon une distribution log-normale.

Les valeurs des averses sont obtenues à partir des hauteurs maximales de pluie journalière, en appliquant la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{max,j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II-17)$$

Avec :

- $P_t, p\%$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$).
- $P_{max,t,p\%}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH $b = 0,37$.

Afin d'évaluer l'intensité moyenne des pluies de courte durée pour une période de retour spécifique, on fait appel à la formule de Montanari. Cette expression permet d'associer les hauteurs maximales de précipitations aux durées correspondantes. Elle s'écrit de la manière suivante :

L'intensité moyenne des précipitations, notée $I_{t,p\%}$, correspondant à une hauteur de pluie $P_{t,p\%}$ (mm) sur une durée t (h) et pour une fréquence de dépassement donnée $p\%$, est déterminée à l'aide de la formule de Montanari, exprimée comme suit :

$$I_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \dots\dots\dots (II-18)$$

Avec :

- $I_{t,p\%}$: l'intensité moyenne de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$) (mm/h).
- $P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$) (en mm).
- t : durée de l'averse (h).

Dans le cadre des projets d'assainissement, le calcul des débits pluviaux repose sur l'utilisation de l'intensité moyenne maximale des précipitations, généralement évaluée pour une courte durée de référence, souvent fixée à 15 minutes (soit 0,25 heure), et pour une période de retour de 10 ans.

Ce choix résulte d'un compromis entre les exigences de sécurité hydraulique et les contraintes technico-économiques du projet. En se basant sur l'ajustement statistique à la loi log-normale, cette intensité pluviale, notée I , est ensuite déterminée ; elle est assimilée à un débit spécifique utilisé pour le dimensionnement des ouvrages.

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{84.4}{24} * \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,37-1} * \frac{10000}{3600} = 173,24 \frac{\text{l}}{\text{s}}/\text{ha}$$

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus pour les hauteurs de pluie et les intensités correspondantes sur de courtes durées.

Tableau II.14 : Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

T	5		10		20		50		100	
Xt	71.9		84.4		96.4		112		124	
t (h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)
0.25	53.13	147.59	62.37	173.24	71.24	197.88	82.76	229.9	91.63	254.53

Conclusion :

À l'issue de ce chapitre, l'intensité pluviale à considérer pour la suite du projet a été déterminée à 173,24 l/s/ha. Cette valeur, correspondant à une pluie de 15 minutes de durée et à une période de retour de 10 ans, constitue un élément fondamental pour l'évaluation des débits pluviaux. Elle sera utilisée comme donnée de base pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement à mettre en place.

Chapitre III :

Calcul de base

Introduction :

Lors de l'élaboration d'un projet d'assainissement, il est indispensable de définir les différents paramètres techniques ainsi que la démarche à suivre pour mener à bien l'étude. Parmi les étapes initiales du dimensionnement du réseau, figure le calcul de base, réalisé pour un horizon de prévision déterminé. Celui-ci inclut notamment l'évaluation de la population à desservir. Il convient également de tenir compte de la superficie du bassin concerné, de sa pente, des systèmes d'évacuation envisagés, de leur organisation, ainsi que des coefficients caractéristiques de la zone. L'ensemble de ces éléments permet d'estimer les débits à évacuer dans des conditions hydrauliques favorables, afin d'assurer un fonctionnement optimal du réseau et une bonne gestion des effluents.

III.1 Situation démographique :

La durée de vie d'une infrastructure correspond à sa capacité à satisfaire les besoins d'une population sur une période donnée, généralement appelée durée d'exploitation. En matière de collecte des eaux en milieu urbain, il est essentiel que les ouvrages assurent un fonctionnement efficace et continu durant toute cette période.

Dans le cas de notre zone d'étude, le schéma d'aménagement prévoit un programme résidentiel composé de 6500 logements collectifs. En se basant sur un taux d'occupation moyen de 6 personnes par unité, la population future desservie est estimée à 39000 habitants.

Tableau III.15 : Estimation démographique de la zone d'étude.

Nombre de logements prévus	Taux d'occupation du logement	Population future
6500	6	39000

III.2 Système d'évacuation :

Les réseaux de collecte des eaux usées et des eaux pluviales reposent principalement sur des conduites à écoulement gravitaire, ainsi que sur des canaux ouverts ou des fossés. On distingue généralement trois configurations principales de systèmes d'évacuation :

- **Le système séparatif**, qui comprend deux réseaux distincts : l'un dédié aux eaux usées domestiques, l'autre aux eaux pluviales.
- **Le système unitaire**, où les deux types d'eaux sont collectés dans une seule et même conduite.
- **Le système pseudo-séparatif**, qui présente une séparation théorique mais dont le fonctionnement peut permettre des interconnexions, notamment en cas de surcharge.

III.2.1 Système unitaire :

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères, industrielles et les eaux de pluie.

Il nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

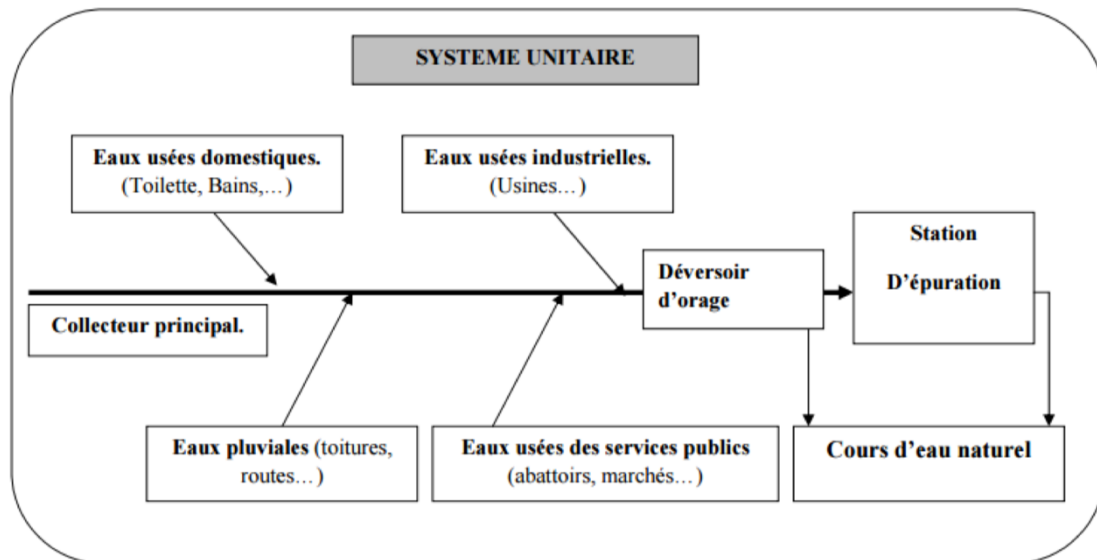


Figure III.14 : Schéma explicatif d'un système unitaire.

Source : cours assainissement 2017

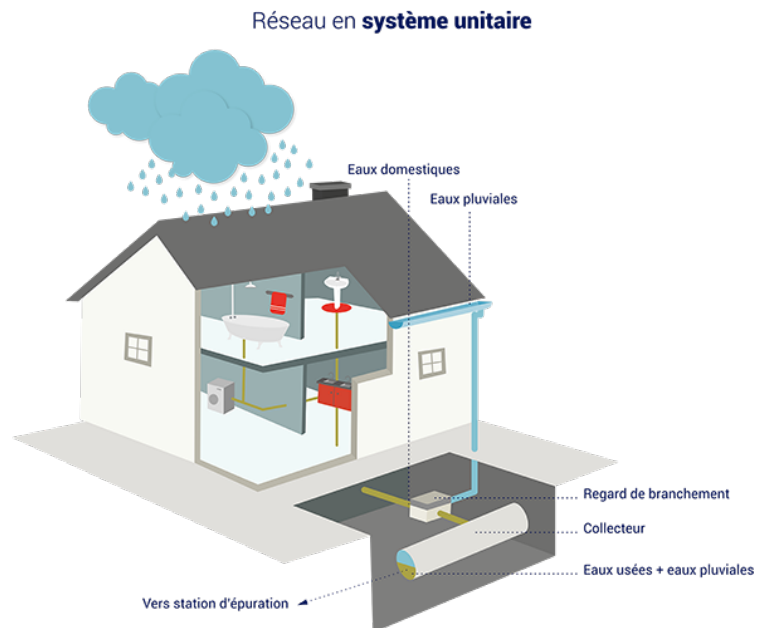


Figure III.15 : Réseau système unitaire.

Source :www.tpdemain.com

III.2.2 Système séparatif :

Il s'agit d'un système composé de deux réseaux indépendants : l'un dédié à la collecte des eaux usées, l'autre à celle des eaux pluviales. Ce mode de séparation optimise le fonctionnement des stations d'épuration, en maintenant des débits plus réguliers et maîtrisés, ce qui améliore l'efficacité du traitement.

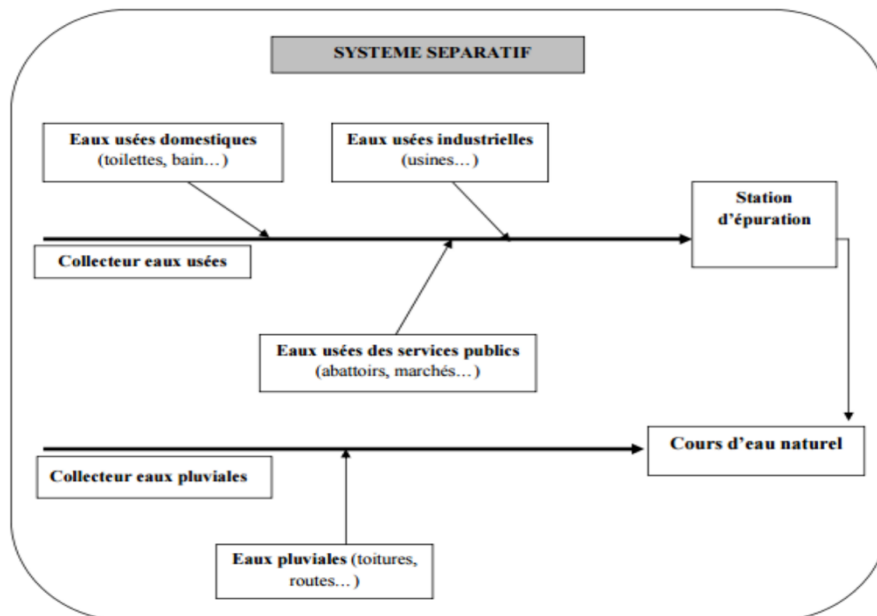


Figure III.16 : Schéma explicatif d'un système séparatif.

Source : cours assainissement 2017

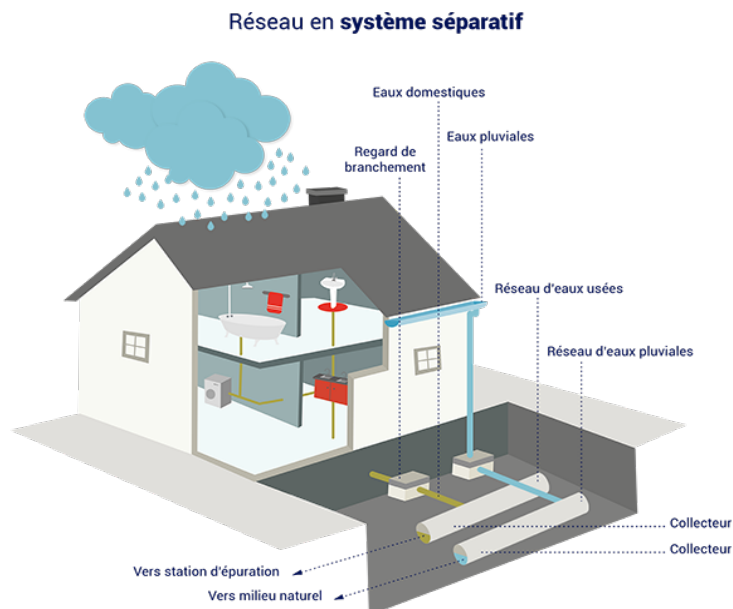


Figure III.17 : Réseau système séparatif

Source : www.tpdemain.com

III.2.3 Système pseudo-séparatif :

Le système pseudo-séparatif est une solution hybride dans laquelle certaines eaux pluviales sont partiellement dirigées vers le réseau d'eaux usées. Ce système repose sur une seule canalisation destinée à collecter principalement les eaux usées domestiques. Les eaux de ruissellement issues des voiries sont généralement évacuées par des ouvrages spécifiques tels que fossés, caniveaux ou aqueducs, avec un rejet direct vers le milieu naturel. En revanche, les eaux de pluie provenant des toitures et des espaces intérieurs sont raccordées au réseau d'assainissement à travers les mêmes branchements que les eaux usées, ce qui entraîne une mise en commun partielle des flux d'un même bâtiment.

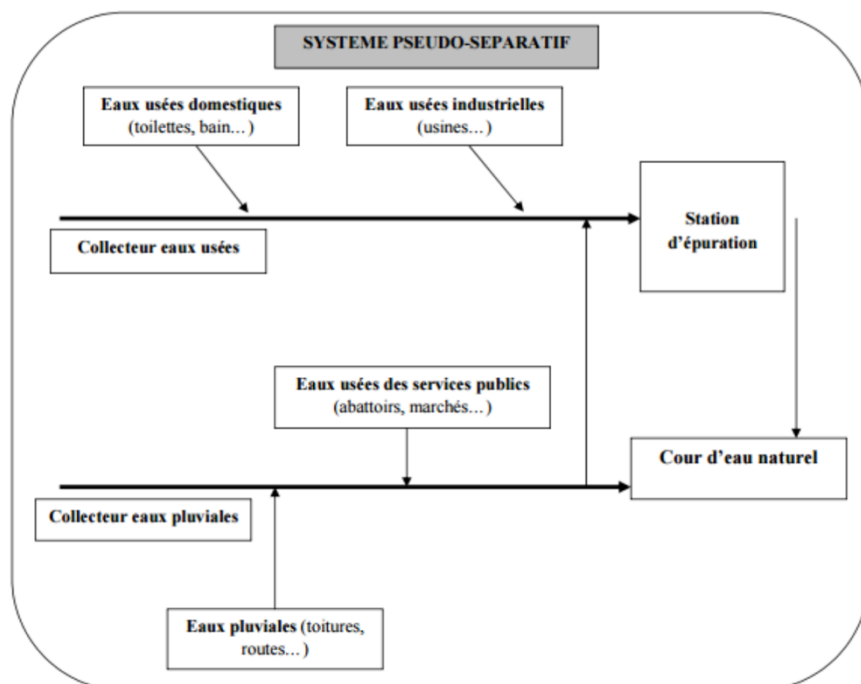


Figure III.18 : Schéma explicatif d'un système pseudo-séparatif.

Source : cours assainissement 2017

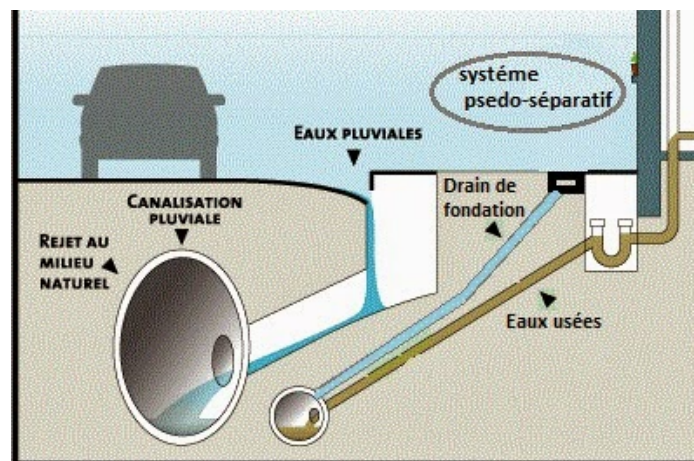


Figure III.19 : Réseau système pseudo-séparatif

Afin de mieux comprendre les enjeux liés à la gestion des eaux usées et pluviales, il est important d'examiner les avantages et les inconvénients des différents systèmes d'assainissement

Tableau III.16 : Avantages et inconvénients des différents systèmes

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	-Milieu récepteur éloigné des points de collecte -Topographie à faible relief. -Imperméabilisation importante et topographie accentuée. -Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	-Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. -Encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales. -Pas de risque d'inversion de branchement. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange "eaux usées".	-Débit à la station d'épuration très variable. -La dilution des eaux usées variables. - Apport de sable important à la station d'épuration. -Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.	-Entretien régulier des déversoirs d'orage et de bassins de stockage. -Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	-Petites et moyennes agglomérations. -extension des villes. -Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur	-Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. -Exploitation plus facile de la station d'épuration. -Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques	-Encombrement important du sous-sol. -Coût d'investissement élevé. -Risque important d'erreur de branchement.	-Surveillance accrue des branchements. -Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). -Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs)
Pseudo-séparatif	-Petits et moyennes agglomération. -Présence d'un milieu récepteur proche	-Problème de faux branchements éliminé. -Dimensionnement des collecteurs pluviaux en schéma perpendiculaire. -Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre.	-Fonctionnement de la station d'épuration perturbé. -Charge polluante variable en qualité et en quantité.	-Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Surveillance accrue des branchements.

III.3 Choix du système d'évacuation :

Le choix du système d'assainissement à adopter dépend de plusieurs facteurs techniques, économiques et environnementaux, parmi lesquels :

- Le coût global du projet, qui oriente souvent la décision vers la solution la plus économiquement viable.
- L'encombrement du sous-sol et la largeur des voiries, qui peuvent limiter l'espace disponible pour l'installation de réseaux distincts.
- Les caractéristiques du milieu récepteur, qui influencent la stratégie de rejet ou de traitement des eaux.

- L'intensité des précipitations dans la région : dans les zones à forte pluviométrie, le recours à un système séparatif est souvent recommandé pour éviter la surcharge des réseaux.
- La dilution souhaitée des eaux usées dans les stations d'épuration : un système unitaire peut parfois être privilégié afin d'améliorer la qualité des eaux traitées en sortie.
- Le relief et la topographie du site, qui déterminent la faisabilité technique et hydraulique du type de réseau à mettre en place

Constatation :

Compte tenu de la configuration de l'agglomération, de l'étroitesse des voiries et de l'implantation prévue des futurs réseaux, le choix d'un système unitaire apparaît comme la solution la plus adéquate.

III.4 Schémas d'évacuation :

En assainissement, l'écoulement des effluents se fait généralement par gravité, ce qui implique une forte dépendance au relief et à la topographie naturelle du terrain. Pour garantir un écoulement gravitaire efficace, plusieurs types de schémas d'évacuation peuvent être envisagés en fonction de la configuration du site.

III.4.1 Schéma perpendiculaire :

Le schéma perpendiculaire est une configuration de réseau d'assainissement dans laquelle les collecteurs secondaires sont implantés perpendiculairement au collecteur principal ou directement orientés vers le cours d'eau récepteur. Ce type de schéma est particulièrement adapté aux zones à trame urbaine régulière et aux terrains relativement plats, car il permet un tracé simple, économique et des conduites de sections réduites.

Cependant, comme l'écoulement s'effectue directement vers le milieu naturel sans passage par un point unique de traitement, ce schéma n'est généralement utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs. L'absence de convergence des flux rend en effet difficile toute opération d'épuration centralisée.

Selon l'organisation des collecteurs et la topographie du site, on distingue deux variantes de ce schéma :

- **Le schéma perpendiculaire simple**, dans lequel les collecteurs débouchent directement et individuellement dans le cours d'eau récepteur.
- **Le schéma perpendiculaire étagé**, qui met en œuvre une série de niveaux successifs pour faciliter l'écoulement gravitaire, notamment sur des terrains à pente modérée.

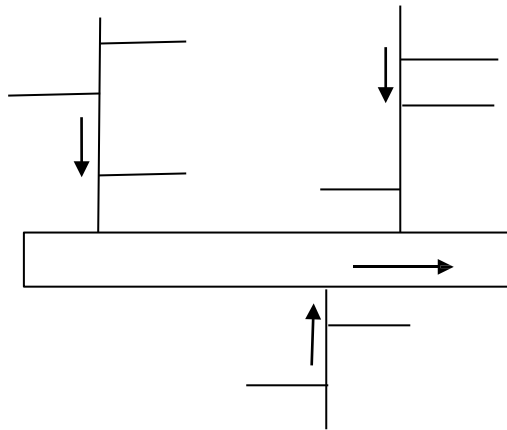


Figure III.20 : Schéma perpendiculaire simple.

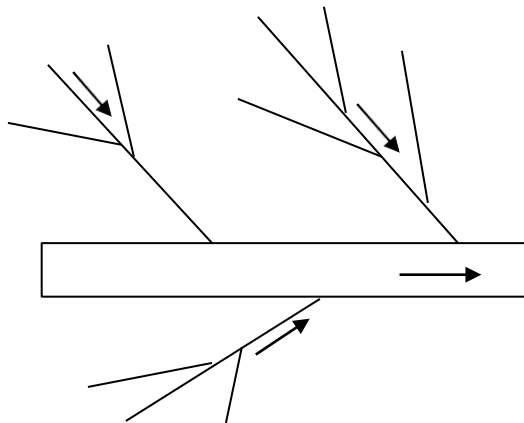


Figure III.21 : Schéma perpendiculaire étage

Source : document S.Boualem

III.4.2 Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est une configuration d'assainissement dans laquelle les eaux usées ou pluviales sont acheminées parallèlement à un cours d'eau ou à un collecteur principal, en suivant une direction longitudinale. Ce type de schéma est particulièrement adapté aux vallées ou aux zones où un écoulement longitudinal naturel est possible.

Il est préconisé dans les cas où une épuration est nécessaire, car il permet de concentrer les effluents le long d'un axe unique vers un point de traitement situé en aval. Les eaux sont ainsi recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, ce qui facilite leur transport vers une station d'épuration.

Toutefois, ce schéma peut nécessiter l'installation de stations de relevage pour pallier les insuffisances de pente et garantir la continuité de l'écoulement gravitaire. Malgré cette contrainte, il offre l'avantage d'une gestion centralisée des eaux usées tout en s'adaptant à des terrains aux pentes modérées ou irrégulières.

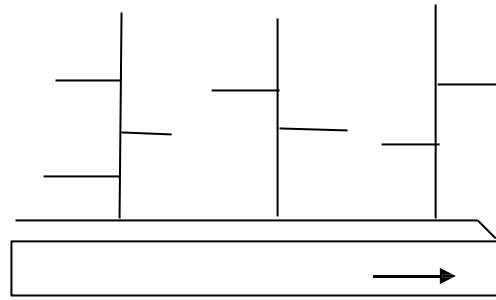


Figure III.22 : Schéma collecteur latéral

Source : document S.Boualem

III.4.3 Schéma de collecteur par zones étagées :

Ce schéma s'apparente au schéma précédent. Le collecteur bas qui doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouve soulagé des apports des bassins dominants qui peuvent être évacués gravitairement. (Satin, M., Selmi, B. (2006)).

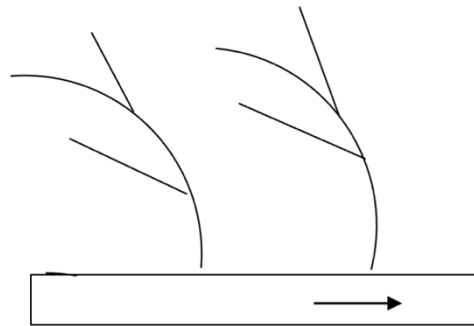


Figure III.23 : Schéma de collecteur par zones étagées

Source : document S.Boualem

III.4.4 Schéma radial :

Ce type de schéma est utilisé dans les zones à faible pente, où les réseaux convergent vers un ou plusieurs points bas de l'agglomération. Les eaux y sont relevées ou refoulées vers un point de rejet, comme une STEP ou un cours d'eau. Bien qu'il permette d'assurer l'écoulement en terrain plat, ce schéma présente plusieurs inconvénients techniques et économiques, ce qui rend son utilisation peu recommandée.

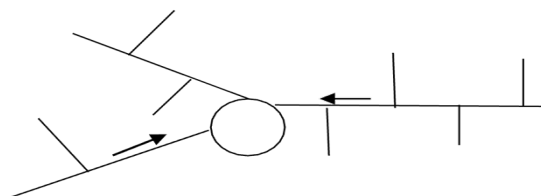


Figure III.24: Schéma radial

Source : document S.Boualem

III.4.4 Schéma à collecte transversale oblique :

Ce schéma se caractérise par la présence de collecteurs secondaires orientés en oblique, qui dirigent les effluents vers l'aval de l'agglomération. Il est principalement utilisé lorsque la pente du terrain est faible, afin d'optimiser l'écoulement gravitaire tout en limitant la longueur des conduites principales.

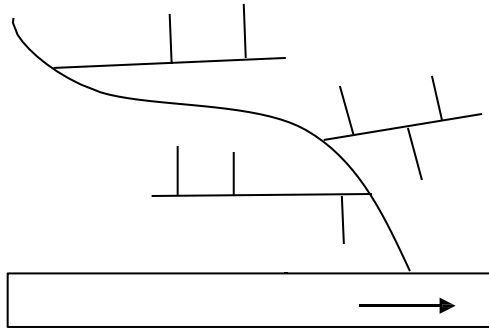


Figure III.25 : Schéma à collecte transversale oblique.

Source : document S.Boualem

III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma d'évacuation des eaux dépend de plusieurs facteurs, qu'ils soient techniques, économiques ou environnementaux :

- Paramètres techniques et locaux :

La configuration du terrain, la présence éventuelle de réseaux existants, ainsi que la distribution spatiale de la population à desservir influencent fortement le tracé du réseau.

- Aspects économiques :

Le coût de réalisation, les dépenses d'entretien et la rentabilité globale du projet doivent être pris en compte dans la décision.

- Contraintes environnementales :

La nature des effluents à rejeter, le type de milieu récepteur, ainsi que les possibilités d'implantation des conduites dans le domaine public conditionnent également le choix du schéma le plus approprié.

Constations :

L'étude porte sur un réseau d'assainissement de type mixte. Le secteur des 4000 logements est aménagé selon un schéma perpendiculaire, tandis que celui des 2500 logements adopte un schéma latéral.

III.6 Choix du découpage des surfaces élémentaires :

Le découpage en surfaces élémentaires est fait en tenant compte des paramètres suivants :

- Le plan de masse
- Les limites naturelles (oued talweg)
- Les pentes et les contres pente
- La nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible
- Selon la géologie
- La répartition des habitants.
- Les routes et voiries existantes.

Remarque :

Dans le cadre de notre étude, le découpage des surfaces élémentaires a été effectué en fonction des critères définis précédemment. Une fois ce découpage réalisé, les surfaces correspondantes ont été mesurées avec précision à l'aide des logiciels **AutoCAD** et **Covadis**, garantissant ainsi une estimation optimale des surfaces contributives.

III.7 Principe du tracé du réseau :

Le tracé des différents collecteurs est influencé par plusieurs facteurs essentiels, tels que :

- La localisation des cours d'eau et des talwegs.
- Les points de rejet, notamment les oueds, les stations d'épuration (STEP) et les exutoires.
- La configuration topographique du terrain.
- L'emplacement des canalisations dans les espaces publics.
- La distribution de la population.
- La profondeur des canalisations, qui doit respecter des normes de résistance aux charges et aux risques de gel, tout en prenant en compte la profondeur des caves voisines.

Dans notre étude, le tracé du réseau est principalement dicté par la pente du terrain et la présence de voiries.

III.8 Évaluation du coefficient de ruissellement :

Le processus de précipitation commence par l'humidification de la surface, un phénomène qui correspond à environ 0,5 mm de pluie et ne génère pas de ruissellement. Une fois que la quantité de pluie dépasse généralement 1 à 2 mm, le ruissellement commence à se former. Le coefficient de ruissellement représente le rapport entre le volume d'eau qui ruisselle et le volume d'eau tombé sur la surface. Il peut varier de manière significative, pouvant multiplier le débit d'eau pluviale, ce qui rend essentiel que les surfaces élémentaires soient découpées de manière aussi homogène que possible. Cela permet de minimiser les erreurs dans le calcul du coefficient de ruissellement pondéré pour chaque surface.

Ce coefficient est influencé par plusieurs paramètres, notamment :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le type de surface à drainer.
- Le taux d'humidité du sol.
- La densité de la population.
- Le niveau d'humidité de l'air.
- Le mode d'occupation du sol.
- La durée de la pluie.

III.8.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :

Tableau III.17 : 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 moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

(Source : Water Environnement Fédération, 1970)

III.8.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :

Avec l'augmentation de la population, le coefficient de ruissellement a tendance à croître, car la surface imperméabilisée, résultant de l'urbanisation, devient plus grande par rapport à celle qui reste perméable. Cela entraîne ainsi une augmentation du ruissellement, puisque moins d'eau peut être absorbée par le sol.

Tableau III.18 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.

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

(Source : Water Environnement Fédération, 1970)

III.8.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.19 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnée	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

(Source : Guerre et Gomella, 1986)

III.8.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau III.20 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

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

(Source : Guerre et Gomella, 1986)

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction la nature des surfaces drainées et en fonction de la catégorie d'urbanisation.

III.9 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

A partir des coefficients élémentaires et par une surface <<A>> dont on découpe en n zones ($A_1, A_2 \dots A_n$) auxquelles on affecte les coefficients élémentaires ($C_1, C_2, \dots C_n$). A_i et C_i désignent respectivement les aires et les coefficients de ruissellement pondéré des zones qui leur correspondent (SALAH Boualem ,2014).

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_i A_i}{A} \dots\dots\dots (III-1)$$

Avec :

A_i : Surface élémentaire en ha.

A : Surface totale.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement pondéré des sous bassins sont reportés dans le tableau suivant.

Tableau III.21 : Calcul du coefficient de ruissellement pondéré de surfe élémentaire.

SÉ	Aire (ha)	C _{rp}
1	10	0.63
2	05	0.62
3	12	0.51
4	02	0.39
5	05	0.58
6	03	0.65
7	02	0.62
8	02	0.61
9	05	0.53
10	05	0.46
Total	51	0.56

A_1 : surface élémentaire de terrain naturel (peut être godronnée ou urbanisée au futur).

C_{rp} : coefficient de ruissellement pondéré.

SÉ : surface élémentaire.

III.10 Calcul de la population de chaque surface élémentaire :

Pour estimer la population future desservie par le réseau, les étapes suivantes sont suivies :

- Évaluation du coefficient de ruissellement pour chaque surface.
- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré pour l'ensemble de la zone.
- Détermination de la densité de population partielle correspondant à chaque surface élémentaire.
- Estimation du nombre d'habitants pour chaque unité de surface.

III.10.1 Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A} \dots\dots\dots (III-2)$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i A_i \dots\dots\dots (III-3)$$

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Remarque :

Les résultats de calcul du nombre d'habitants des surfaces élémentaire sont reportés dans le tableau

Tableau III.22 : Calcul du nombre d'habitants des surfaces élémentaire.

SÉ	Aire (ha)	Crp	Di	Nombre d'habitants
1	10	0.63	860.294	8603
2	05	0.62	846.639	4234
3	12	0.51	696.429	8358
4	02	0.39	532.563	1066
5	05	0.58	792.017	3961
6	03	0.65	887.605	2663
7	02	0.62	846.639	1694
8	02	0.61	832.983	1666
9	05	0.53	723.739	3619
10	05	0.46	628.151	3141
Total	51			39002

Cette population est répartie de manière hétérogène, avec des sous-bassins plus denses que d'autres. Certains secteurs accueillent une forte concentration d'habitants en raison de surfaces plus grandes ou d'une occupation plus intensive du sol, tandis que d'autres zones sont moins peuplées.

Conclusion :

À travers ce chapitre, nous avons défini les éléments fondamentaux pour la conception du projet. Le choix s'est porté sur un système de collecte unitaire, organisé selon un schéma de déplacement mixte, jugé le plus adapté aux contraintes du site. Un découpage précis de la zone urbaine en dix surfaces élémentaires a été réalisé, permettant de déterminer avec rigueur les coefficients de ruissellement partiels ainsi que la densité de population pour chaque unité. Ce travail minutieux vise à garantir une estimation fiable des débits à évacuer, lesquels feront l'objet de calculs détaillés dans le chapitre suivant.

Chapitre IV :

Estimation des débits

Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'estimation des débits à prendre en compte pour la conception des différents ouvrages constituant le système d'assainissement de l'agglomération. Cette étape préliminaire joue un rôle fondamental, car elle conditionne la performance et la pérennité de l'ensemble du réseau. Une évaluation rigoureuse des volumes d'eaux usées et pluviales à évacuer est essentielle pour assurer un fonctionnement optimal du système, aussi bien à court qu'à long terme. Cette démarche permet ainsi de poser les bases d'une infrastructure adaptée aux besoins présents tout en anticipant les évolutions futures de la zone urbaine concernée.

IV.1 Évaluation des débits des eaux usées :

IV.1.1 Généralités :

L'estimation des débits d'eaux usées a pour objectif de quantifier et de caractériser les effluents issus principalement des zones résidentielles et des secteurs d'activités. Ces eaux, souvent fortement polluées, représentent un risque sanitaire non négligeable, car elles peuvent véhiculer divers agents pathogènes responsables de maladies transmissibles par l'eau, comme la typhoïde, la dysenterie ou certaines infections intestinales. Il est donc essentiel de prévoir leur évacuation rapide et contrôlée en dehors des zones habitées. Cette démarche constitue une étape fondamentale pour assurer une gestion efficace des rejets domestiques et préserver la santé publique.

IV.1.2 Nature des eaux usées à évacuer :

La composition des eaux usées varie en fonction de leur origine. On distingue principalement :

- a. Les eaux domestiques
- b. Les eaux issues des services publics
- c. Les eaux provenant des équipements collectifs
- d. Les eaux usées d'origine industrielle

A. Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées urbaines et rurales proviennent des foyers et des installations sanitaires des entreprises, et sont généralement appelées eaux usées domestiques. Celles-ci se divisent en deux principaux types.

- Les eaux vannes : Issues des toilettes et des cabinets d'aisances, contenant principalement des matières organiques.
- Les eaux ménagères : Émanant des activités domestiques telles que la cuisine, le lavage de la vaisselle, des ablutions, des douches, ainsi que le nettoyage des engins roulants (motos, mototracteurs et véhicules), ainsi que d'autres articles ménagers, selon nos observations et enquêtes sur le terrain. Ces eaux contiennent des matières organiques ainsi que des résidus de produits de nettoyage. (Antoine, M. (2018).)

Quantité à évacuer :

Elle est influencée par les normes de consommation d'eau potable et repose sur les éléments suivants :

1. Évaluation de la consommation actuelle, prenant en compte :
 - La dotation en eau potable
 - Les types d'habitats et leur niveau de confort
 - Les conditions climatiques
2. Prise en compte des eaux publiques et industrielles.

B. Les eaux des services publics :

Les eaux des services publics concernent principalement les eaux utilisées pour le lavage des rues, des marchés et des espaces publics. Elles sont généralement collectées par les ouvrages dédiés aux eaux pluviales, sauf dans un système d'évacuation unitaire où elles sont regroupées avec les eaux usées dans un seul collecteur.

C. Les eaux usées industrielles :

Les eaux industrielles, issues des diverses activités de production ou de transformation, présentent des variations de qualité selon les secteurs industriels, nécessitant souvent un traitement spécifique en raison de la présence de substances toxiques. Les déchets et effluents industriels déterminent le degré de pollution de ces eaux usées. Bien que les installations industrielles consomment une grande quantité d'eau, seule une petite partie est réellement utilisée, le reste étant rejeté. Les principaux types de rejets industriels comprennent la pollution par les particules minérales en suspension, les substances minérales dissoutes, les matières organiques et les graisses, ainsi que les hydrocarbures et les produits chimiques divers. (Grosclaude, D.)

La quantité d'eaux rejetées par les industries est influencée par plusieurs éléments :

- Le type d'industrie, qu'il s'agisse de fabrication ou de transformation.
- Le taux de recyclage mis en œuvre.
- Les procédés de production employés.

Pour que ces eaux soient évacuées de manière conforme, elles doivent respecter certaines conditions :

- Elles ne doivent pas inclure de substances corrosives ni toxiques.
- Les eaux chaudes doivent être refroidies à une température inférieure à 35°C.

D. Les eaux usées des équipements :

L'estimation est réalisée en fonction de la dotation en eau nécessaire pour chaque activité, en prenant en compte le nombre de personnes qui fréquentent le lieu.

E. Les eaux parasites :

Les eaux parasites sont des eaux qui s'infiltrent dans le réseau d'assainissement.

Elles doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées. Il est préconisé de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

Nous noterons aussi qu'une densité moyenne de 100 habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m³/an/hab (SALAH Boualem ,2014).

Remarque :

Notre projet ne comprend pas d'industries. Les eaux usées collectées proviendront uniquement des secteurs domestique et public.

IV.1.3 Consommation en eau potable :

D'après les informations fournies par la DRE BLIDA et en raison de l'absence de données spécifiques, nous avons opté pour une dotation en eau potable de 150 l/j/ha.

IV.1.4 Estimation des débits d'eaux usées :

IV.1.4.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Nous supposons que 80% de l'eau consommée est rejetée sous forme d'eaux usées domestiques dans le réseau d'évacuation.

IV.1.4.2 Évaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moyj} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \text{ l/s} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

Q_{moy} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).

K_r : On estime que 80 % de l'eau consommée est restituée sous forme d'eaux usées.

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à 150 l/j/hab.

N : Nombre d'habitants total

➤ Dans l'hypothèse d'un taux de raccordement de 100%

IV.1.4.3 Évaluation du débit de pointe :

Le rejet des eaux usées varie également au cours de la journée, ce qui permet de déterminer le débit de pointe à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} (l/s) \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

K_p : Coefficient de pointe.

Pour déterminer ce coefficient, plusieurs approches peuvent être utilisées, notamment :

1. Selon la position de la conduite dans le réseau :

- En amont du réseau : $K_p = 3$
- À proximité de l'exutoire : $K_p = 2$

2. Estimation moyenne :

- $K_p = \frac{24}{14}$
- $K_p = \frac{24}{16}$

3. Calcul à partir du débit moyen journalier

- $K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \text{ Si } Q_{moyj} > 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (IV-3)$
- $K_p = 3 \text{ Si } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$

Remarque :

Dans cette étude, le coefficient de pointe K_p a été évalué à partir du débit moyen à l'aide de la relation (IV-3). Les résultats obtenus concernant les débits de pointe sont présentés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.23 : Évaluation des débits des eaux usées moyens journaliers et les débits de pointe.

SÉ	Aire (ha)	Nbr de Population	Dotation (l/j/hab)	Qmoy (l/j)	Qmoy (l/s)	Kp	Qp (l/s)
1	10	8603	150	1032360	11.949	2.22	26.527
2	05	4234	150	508080	5.881	2.53	14.879
3	12	8358	150	1002960	11.608	2.23	25.886
4	02	1066	150	127920	1.481	3	4.443
5	05	3961	150	475320	5.501	2.57	14.138
6	03	2663	150	319560	3.699	2.80	10.357
7	02	1694	150	203280	2.353	3	7.059
8	02	1666	150	199920	2.314	3	6.942
9	05	3619	150	434280	5.026	2.62	13.168
10	05	3141	150	376920	4.363	2.70	11.780

IV.1.4.3 Évaluation des débits des équipements publics :

Le débit des équipements publics est estimé par la formule suivante :

$$Q_{r, \text{ moy, eq}} = K \times Q_{r, \text{ moy, j}} \dots\dots\dots(\text{IV-4})$$

Avec :

$Q_{r, \text{ moy, eq}}$: débit moyen des équipements publics.

K : coefficient de majoration selon PNE (plan nationale de l'eau).

$Q_{r, \text{ moy, j}}$: débit moyen journalier usée (l/s).

- **Le coefficient de majoration K :**
- Déterminer le type de l'agglomération selon la classification de PNE qui est présenté dans le tableau suivant

Tableau IV.24 : Classification de type de l'agglomération selon le nombre d'habitants.

Nombre de population	Type de l'agglomération
Alger, Oran, Constantine, Annaba	Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)
Villes de plus de 300.000 hab	Les métropoles
100.000 hab < population $\leq$ 300.000 hab	L'urbain dit « supérieur »
20.000 hab < population $\leq$ 100.000 hab	L'urbain
5000 hab < population $\leq$ 20.000 hab	Semi-urbain
3000 hab < population $\leq$ 5000 hab	Semi-rural
600 hab < population $\leq$ 3000 hab	Rural aggloméré
Population inférieure ou égale à 600 hab	Rural éparse

Source : Plan nationale de l'eau

L'agglomération étudiée est de type urbain, caractérisée par une population d'environ 39 000 habitants. Dans ce contexte, il est nécessaire de déterminer le coefficient de majoration approprié, utilisé pour adapter les calculs hydrauliques aux spécificités du milieu. Ce coefficient varie en fonction du type d'agglomération, comme l'indique le tableau présenté ci-après, qui récapitule les valeurs de référence à utiliser selon la nature du tissu urbain.

Type de l'agglomération	Taux de majoration autres usages			
	Taux administrations	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Les métropoles	30	15	15	60
L'urbain dit « supérieur »	25	12.5	12.5	50
L'urbain	20	10	10	40
Semi-urbain	15	10	10	35
Semi-rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Rural éparse	0	0	0	0

Tableau IV.25 : Les valeurs de coefficient de majoration selon le type de l'agglomération.

Source : Plan nationale de l'eau

- ❖ Dans le cadre de ce projet, le coefficient de majoration K a été fixé à 40 %.

Tableau IV.26 : Évaluation des débits des eaux usées générés par les équipements.

SÉ	Aire (ha)	Débit des équipement (l/s)	Kp	Débit des équipement pointe(l/s)	Débit des équipement pointe(m ³ /s)
1	10	4.78	2.64	12.672	0.0127
2	05	2.35	3.13	7.3555	0.007
3	12	4.64	2.66	12.3424	0.012
4	02	0.5924	3	1.7772	0.002
5	05	2.2004	3	6.6012	0.007
6	03	1.4796	3	4.4388	0.004
7	02	0.9412	3	2.8236	0.003
8	02	0.9256	3	2.7768	0.003
9	05	2.0104	3	6.0312	0.006
10	05	1.7452	3	5.2356	0.005

IV.2 Évaluation des débits des eaux pluviales :

L'évaluation des débits pluviaux constitue une étape essentielle dans toute étude de réseau d'assainissement, afin de garantir une collecte efficace des eaux de pluie et prévenir les risques d'inondation. Ces eaux, provenant des précipitations, englobent également les eaux de surface issues de l'arrosage, du lavage des voiries, des espaces publics ou encore des zones privées telles que les jardins et les cours.

Pour estimer correctement ces volumes, la zone à drainer est d'abord subdivisée en surfaces élémentaires selon des critères adaptés. À chacune de ces surfaces est ensuite attribué un coefficient de ruissellement pondéré, en fonction de la nature des sols.

Dans le cadre de notre étude, deux méthodes couramment utilisées ont été retenues pour le calcul des débits pluviaux :

- La méthode rationnelle
- La méthode superficielle

IV.2.1 Méthode rationnelle :

C'est la méthode la plus ancienne à faire l'objet d'une analyse scientifique. La méthode est utilisée pour prédire le débit suivant un épisode pluviométrique.

L'intérêt de la méthode est sa grande simplicité d'expression et d'utilisation. Selon cette approche, le ruissellement maximal est proportionnel à l'aire d'alimentation considérée (sous bassin versant), l'intensité de la pluie et au coefficient de ruissellement qui traduit la part de la pluie qui s'écoule en surface donc qui participe au débit. (IDIMANA, Y, KINNI, A. B. (2021)).

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha . Cr . i . A (IV-4)$$

Avec :

Q : Débit maximum de ruissellement.

A : Superficie de l'aire à drainer (ha).

Cr : Coefficient de ruissellement.

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

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

IV.2.1.1 Hypothèses de La méthode rationnelle :

- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre
- L'intensité de l'averse est informée dans le temps et dans l'espace sur l'ensemble de la superficie à drainer.
- Les surfaces élémentaires de forme remarquable ayant de préférence la même nature de surface.
- Le débit de pointe est observé à l'exutoire si la durée de chute est supérieure au temps de concentration de la superficie.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale (SALAH Boualem ,2014).

IV.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

L'utilisation de cette méthode repose sur la bonne estimation du coefficient réducteur "alpha". Donc le choix de surface limitées inférieures à 10 ha nous donne de bonnes estimations vu le fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Ainsi cette méthode est beaucoup plus fiable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes (SALAH Boualem ,2014).

IV.2.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration représente une caractéristique propre à une zone drainée. Il correspond à la durée nécessaire pour qu'une goutte de pluie tombée à l'endroit le plus éloigné de la surface considérée atteigne l'entrée du collecteur chargé d'évacuer les eaux.

Le temps de concentration t_c est donné par :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 (IV-5)$$

Où :

- t_1 : temps nécessaire à l'écoulement de l'eau à travers les canalisations, depuis l'entrée du réseau jusqu'au point de rejet.

$$t_1 = \frac{L}{60V} \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec :

L : longueur du parcours en amont dans le réseau d'égout (en mètres)

V : vitesse d'écoulement dans la canalisation (en m/s)

- t_2 : temps d'écoulement de l'eau ruisselant depuis les toits ou les surfaces imperméables jusqu'à la bouche d'égout la plus proche (en général entre 2 et 20 minutes)
- t_3 : temps de ruissellement sur les surfaces non canalisées (parcours superficiels)

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots\dots\dots (IV-7)$$

Avec :

L : distance parcourue par l'eau (en m)

I : pente moyenne du terrain emprunté par l'écoulement

Selon la configuration de la surface étudiée, on distingue trois situations possibles :

- Lorsque l'écoulement s'effectue uniquement en surface : $t_c = t_3$
- Lorsqu'il y a un écoulement initial en surface suivi d'un passage dans une canalisation
 $t_c = t_1 + t_3$
- Lorsque l'eau s'écoule exclusivement dans un réseau de conduites : $t_c = t_1$
- Lorsque la zone est urbanisée et équipée d'un réseau de collecte, le temps de concentration est exprimé par : $t_c = t_1 + t_2$

Dans les cas courants, notamment pour les surfaces peu étendues, on peut estimer le temps de concentration à l'aide de la formule de Kirpich, qui fournit une approximation simple et largement utilisée.

$$t_c = 3,98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0,77} \dots\dots\dots (IV-8)$$

Où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

I : Pente moyenne (m/m) (Régis BOURRIER ,1981).

Remarque : dans notre cas $t_c = t_1 + t_2$.

IV.2.1.4 Coefficient réducteur α :

Coefficient minorateur déterminé d'après la répartition de la pluie et sa distribution dans l'espace. Nous supposons, vu le découpage en surfaces élémentaires très faibles que la répartition de la pluie dans chaque surface élémentaire est régulière et constante durant la chute de pluie (SALAH Boualem ,2014).

IV.2.2 Méthode superficielle :

Dite aussi méthode de CAQUOT. Elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K_u^{\frac{1}{u}} I_u^{\frac{v}{u}} C r_u^{\frac{1}{u}} A_u^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (IV-9)$$

Où :

$Q(f)$: Débit pluvial (m³/s) de fréquence de non-dépassement f ; $f=90\%$ C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface (ha) du sous bassin.

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne (m/m) du collecteur du sous bassin.

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{a(f) \cdot (0,5)b(f)}{6,6} \dots\dots\dots (IV-10)$$

$$v = -0,41b(f) \dots\dots\dots (IV-11)$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots (IV-12)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots (IV-13)$$

$a(f)$ et $b(f)$ sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f) \cdot t b(f) \dots\dots\dots (IV-14)$$

Où :

$i(t, f)$ représente l'intensité de la pluie pour une durée t et une fréquence de non-dépassement f .

Dans notre cas, on considère :

- $t = 15 \text{ minutes}$
- $f = 90 \%$

La pente moyenne du collecteur correspondant à une surface élémentaire est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots\dots\dots (IV-15)$$

C_{am} : altitude à l'amont du collecteur (en mètres)

C_{av} : altitude à l'aval du collecteur (en mètres)

L : longueur totale du collecteur (en mètres)

Le tracé du collecteur est subdivisé en plusieurs tronçons. Pour chacun, on évalue sa longueur ainsi que sa pente moyenne.

Lorsque ces tronçons sont disposés en série, la pente globale équivalente peut être calculée à l'aide de la relation suivante :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{I_i}} \right]^2 \dots\dots\dots (IV-16)$$

L_i : longueur du tronçon i (en mètres)

I_i : pente du tronçon i (en m/m)

N : nombre total de tronçons

Lorsque les tronçons sont disposés en parallèle, la pente équivalente se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right] \dots\dots\dots (IV-17)$$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

Remarque :

La valeur du débit $Q(f)$ doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q(f) \text{ corrigé} = m Q(f) \text{ calculée} \dots\dots\dots (IV-18)$$

Avec :

m : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84 \cdot b(f)}{1+0,287b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \dots\dots\dots (IV-19)$$

Avec :

M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{A}$

Où : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m²)

IV.2.2.1 Formules D'équivalences :

Lorsque l'on applique la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants présentant des caractéristiques variées et disposés en série ou en parallèle, il devient essentiel de définir les paramètres du bassin versant équivalent. Le tableau V.3 présente les règles d'assemblage à

suivre pour cette démarche, tout en notant que certaines situations particulières peuvent entraîner des résultats atypiques.

Tableau IV.27 : Calcul des caractéristiques équivalentes pour des bassins versants associés en série ou en parallèle

Paramètres équivalents	Séq	Céq	Iéq	Méq
Bassins en série	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{i_i}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\frac{\sum L_i Q_i}{\sum Q_i}$	$\frac{L(T_{cmax})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Source : cours assainissement 2017

IV.2.2.2 Validité de la méthode superficielle :

L'utilisation de cette méthode est justifiée uniquement si les conditions suivantes sont respectées :

- Le coefficient de ruissellement α est compris entre 0,2 et 1 ;
- Le coefficient d'allongement M varie entre 0,8 et 2 ;
- La superficie totale du bassin ne dépasse pas 200 hectares ;
- La pente moyenne I du terrain se situe entre 0,2 % et 5 %.

IV.2.3 Choix de la méthode de calcul :

Compte tenu des conditions d'application propres à chaque méthode, notre choix s'est porté sur la méthode rationnelle pour l'estimation des débits pluviaux. Cette dernière s'adapte davantage aux spécificités de notre zone d'étude, notamment en ce qui concerne la superficie, la pente du terrain et les valeurs des coefficients de ruissellement.

IV.3 Calcul des débits pluviaux :

IV.3.1 Évaluation le coefficient réducteur α :

En se basant sur les dimensions des deux surfaces constituant notre zone d'étude, assimilées à des bassins versants de forme rectangulaire, nous pouvons déterminer le coefficient α à partir du tableau IV.5. La première surface, correspondant au secteur des 4000 logements, présente une longueur $X=794$ m une largeur moyenne $Y=665$ m, tandis que la seconde, correspondant au secteur des 2500 logements, a une longueur $X=788$ m et une largeur moyenne $Y=534$ m.

Pour ces deux cas, le tableau indique un coefficient $\alpha=0,78$. Ainsi, pour l'ensemble du projet, nous retenons $\alpha=0,78$.

Tableau IV.28 : Les valeurs du coefficient réducteur α .

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

Source : document S.Boualem

Les valeurs calculées des débits pluviaux figurent dans les tableaux IV.7.

Tableau IV.29 : Calcul des débits pluviaux en chaque surface élémentaire :

SÉ	Aire (ha)	Crp	α	Intensité (l/s)	Débit pluvial (l/s)	Débit pluvial (m³/s)
1	10	0.63	0.78	173.24	851.3	0.851
2	05	0.62	0.78	173.24	418.89	0.419
3	12	0.51	0.78	173.24	826.98	0.827
4	02	0.39	0.78	173.24	105.4	0.105
5	05	0.58	0.78	173.24	391.87	0.392
6	03	0.65	0.78	173.24	263.5	0.264
7	02	0.62	0.78	173.24	167.56	0.168
8	02	0.61	0.78	173.24	164.86	0.165
9	05	0.53	0.78	173.24	358.09	0.358
10	05	0.46	0.78	173.24	310.79	0.311

IV.4 Calcul des débits d'eaux claires parasites et des débits totaux :

Le débit des eaux claires parasites est généralement difficile à quantifier avec précision, car il varie en fonction de nombreux paramètres. En pratique, ce débit est estimé à environ 0,15 L/s/ha. Le tableau suivant présente les valeurs estimées des débits d'eaux claires parasites pour chacun des surfaces élémentaires étudiés.

Tableau IV.30 : Calcul des débits parasite d'eau claire de chaque surface élémentaire

SÉ	Aire (ha)	Débits parasite (l/s/ha)	Débit parasite (l/s)	Débits parasite (m ³ /s)
1	10	0.15	1.5	0.0015
2	05	0.15	0.75	0.00075
3	12	0.15	1.8	0.0018
4	02	0.15	0.3	0.0003
5	05	0.15	0.75	0.00075
6	03	0.15	0.45	0.00045
7	02	0.15	0.3	0.0003
8	02	0.15	0.3	0.0003
9	05	0.15	0.75	0.00075
10	05	0.15	0.75	0.00075

IV.5 Estimation des débits totaux :

Étant donné que le réseau retenu est de type unitaire, il convient désormais de calculer le débit total pour chaque sous-bassin. Ce débit correspond à la somme des débits d'eaux pluviales et des eaux usées. Le tableau ci-dessous récapitule les débits totaux estimés pour l'ensemble des surfaces élémentaires.

Tableau IV.31 : Les débits totaux de chaque surface élémentaire.

SÉ	Aire (ha)	Débit de pointe domestique (l/s)	Débit de pointe équipement (l/s)	Débits parasite (l/s)	Débit pluvial (l/s)	Débit total (l/s)	Debit total (m3/s)
1	10	26.527	12.672	1.5	851.3	892	0.892
2	05	14.879	7.3555	0.75	418.89	442	0.442
3	12	25.886	12.3424	1.8	826.98	867	0.867
4	02	4.443	1.7772	0.3	105.4	112	0.112
5	05	14.138	6.6012	0.75	391.87	413	0.413
6	03	10.357	4.4388	0.45	263.5	279	0.279
7	02	7.059	2.8236	0.3	167.56	178	0.178
8	02	6.942	2.7768	0.3	164.86	175	0.175
9	05	13.168	6.0312	0.75	358.09	.378	0.378
10	05	11.780	5.2356	1.5	310.79	329	0.329

Le tableau présente les débits à évacuer par secteur, incluant les eaux domestiques, les équipements, les débits parasites et surtout les eaux pluviales. On y observe que les débits pluviaux sont largement majoritaires, représentant la plus grande part du débit total. Cela montre que la pluie constitue le facteur déterminant dans le dimensionnement des réseaux. Les débits domestiques et parasites sont faibles mais permanents, nécessitant une attention pour l'assainissement de base.

Conclusion :

Ce chapitre a permis de quantifier les volumes d'eau à évacuer, en prenant en compte l'ensemble des débits générés par l'agglomération, qu'il s'agisse des eaux usées domestiques ou des eaux pluviales. Les résultats obtenus montrent que les débits d'eaux usées représentent une proportion relativement faible par rapport aux débits pluviaux. Par ailleurs, nous avons identifié le type de notre agglomération comme étant de nature urbaine, ce qui influence directement les caractéristiques d'écoulement et les besoins en infrastructure. Il est également important de souligner que l'agglomération de Haouch El Rih ne comporte aucune unité industrielle, ce qui explique l'absence de rejets d'eaux usées d'origine industrielle dans cette étude.

Chapitre V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Dans ce chapitre, nous procéderons au dimensionnement hydraulique des sections fonctionnant par gravité au sein de notre réseau d'assainissement. Cette étape permet de vérifier et de valider les paramètres hydrauliques en s'assurant qu'ils respectent des conditions strictes de conception.

V.1 Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement consiste à représenter de manière détaillée l'ensemble des éléments qui composent les différentes branches du réseau, au sein d'un schéma global cohérent.

- Les collecteurs, quant à eux, sont caractérisés par plusieurs paramètres essentiels, notamment :
- Leur position géographique (implantation en plan),
- Leur profondeur d'enfouissement,
- Leur diamètre,
- La pente qu'ils suivent,
- Ainsi que les types de joints et la méthode de mise en œuvre utilisée pour leur assemblage.

Les regards de visite et de jonction sont eux aussi définis par plusieurs caractéristiques clés, à savoir :

- Leur position sur le plan,
- Leur profondeur,
- Ainsi que leurs différentes côtes de niveau (fond, radier, tampons, etc.).

V.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

V.2.1 Condition d'écoulement et de dimensionnement :

Dans un réseau d'assainissement, l'écoulement des eaux usées s'effectue par gravité autant que possible, ce qui implique une forte dépendance à la topographie du terrain naturel. Cet écoulement doit non seulement suivre la pente du terrain, mais aussi atteindre une vitesse suffisante pour assurer un auto-curage efficace, tout en évitant d'endommager les conduites.

L'auto-curage est essentiel, car les eaux usées transportent des matières solides, notamment du sable facilement décantable. Pour limiter les dépôts et garantir une bonne évacuation, certaines vitesses d'écoulement minimales doivent être respectées :

- Une vitesse d'au moins 0,6 m/s pour un débit correspondant à 1/10 du débit à pleine section.
- Une vitesse de 0,3 m/s pour 1/100 de ce même débit.

Si ces vitesses minimales ne peuvent pas être atteintes, il devient alors nécessaire d'installer des dispositifs de chasse automatique ou de programmer des opérations de curage régulières.

À l'inverse, des vitesses d'écoulement trop élevées peuvent aussi poser problème. En effet, pour protéger les joints et le revêtement intérieur des conduites circulaires, il est important de ne pas dépasser certaines limites. Ainsi, il est généralement déconseillé de laisser l'eau circuler à une vitesse supérieure de 5 à 6 m/s en régime de pleine section.

V.2.2 Formules d'écoulements :

L'écoulement dans les collecteurs se fait à surface libre et obéit au principe de continuité, exprimé par la formule de la conservation du débit.

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

Avec :

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Q : Débit (m³/s).

Le calcul de la vitesse d'écoulement repose sur des formules empiriques ou théoriques développées par différents chercheurs au fil du temps. Parmi les plus utilisées, on peut citer notamment :

V.2.2.1 Formule de CHEZY :

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

Où :

V : vitesse d'écoulement (m/s).

I : Pente du collecteur (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (m).

C : Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

V.2.2.2 Formule de MANNING :

$$V = \frac{\alpha}{n} R h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.3)$$

Où :

V : vitesse d'écoulement.

A : est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.

n : coefficient de MANNING il dépend des parois des conduite.

Rh : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m)

V.2.2.3 Formule de Manning-Strickler :

$$V = K \cdot R h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler ses valeurs représentées dans le tableau (voir l'annexe II)

$K=1/n$

Et n : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

V.2.3 Mode de calcul :

Dans le cadre de l'assainissement, l'écoulement est généralement gravitaire, uniforme est se fait à surface libre.

Plusieurs considérations sont à prendre en compte dans ce type d'écoulement :

- Les points du profil hydraulique sont souvent superposés au tracé théorique.
- Bien que les canalisations soient dimensionnées pour un débit maximal à pleine section (Qps), elles ne transportent en réalité que des volumes d'eau bien inférieurs la plupart du temps.
- Les pertes de charge correspondent à une perte d'énergie potentielle, mesurée par la différence de niveau entre le plan d'eau en amont et celui en aval.
- Le gradient hydraulique des pertes de charge est alors équivalent à la pente du radier (fond de canalisation).

Le calcul hydraulique se déroule généralement de la manière suivante :

- À partir des débits à évacuer et des pentes imposées par le tracé du réseau, on détermine les dimensions nécessaires.
- Le diamètre de la conduite à utiliser est alors calculé selon la relation suivante :

$$Dcal = \left(\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

Dcal(m)

Q(m³/s)

I(m /m)

- On commence par choisir un diamètre normalisé de conduite, noté Dn, en fonction des résultats obtenus lors du pré-dimensionnement.
- La vitesse d'écoulement en régime de pleine section est ensuite calculée à l'aide d'une formule appropriée, en considérant un rayon hydraulique Rh=Dn/4 pour une conduite circulaire totalement remplie.

$$Vps = K \times \frac{Dn^{\frac{2}{3}}}{4} \times \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

Vps(m /s)

Dn(m)

I(m/m)

- Le débit à pleine section:

$$Qps = Vps \times \frac{\pi \cdot Dn^2}{4} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec:

Qsp(m³/s)

Vsp(m/s)

Dn(mm)

On peut déterminer le débit à pleine section à partir l'abaque (voir l'annexe)

- Le rapport des débits:

$$Rq = \frac{Q}{Qps} \dots\dots\dots (V.8)$$

À partir des données issues de l'abaque (voir Annexe), et en appliquant la méthode des régressions polynomiales, des relations mathématiques ont été établies entre les rapports Rq et Rv, ainsi qu'entre Rq et le rayon hydraulique Rh.

- Déterminer les vitesse d'écoulement :

$$V = Rv \times Vps \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec

Rv : rapport des vitesses

- La hauteur de remplissage :

$$H = R_h \times Dn \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

Rh : rapport des hauteurs.

V.3 Les principes de tracé des collecteurs :

Les principes directeurs pour le tracé des collecteurs doivent, en règle générale, respecter les conditions suivantes :

- Privilégier le tracé le plus court possible afin de minimiser les coûts et pertes de charge.
- Suivre, autant que possible, le cheminement des voiries existantes tout en évitant les virages brusques qui peuvent compliquer l'écoulement.
- Éviter les contrepenes pour garantir un écoulement gravitaire efficace et limiter les risques de stagnation.

Les résultats relatifs au dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales sont présentés dans les tableaux situés en Annexe.

V.4 Normes d'écoulement et d'implantation :

- Le diamètre minimum des canalisations doit être de 315 mm afin de réduire les risques d'obstruction.
- La pente minimale recommandée est de 0,002 m/m pour assurer un écoulement suffisant.
- La hauteur minimale de recouvrement des canalisations est fixée à 80 cm. En dessous de cette valeur, une dalle de répartition en béton doit être mise en place afin de protéger la canalisation contre les charges roulantes et éviter son écrasement.
- Des regards de visite doivent être installés tous les 80 mètres au maximum, facilitant ainsi l'hydrocurage ou les inspections par caméra. La distance standard la plus courante est de 50 mètres.
- Un regard doit être positionné à chaque changement de pente ou de direction pour faciliter l'entretien et le contrôle.
- Des regards de chute sont nécessaires en cas de forte pente afin de réguler le dénivelé et limiter les pertes d'énergie.
- La vitesse maximale d'écoulement doit être comprise entre 5 et 6 m/s pour éviter l'usure par abrasion des tuyaux. Au-delà, il est conseillé d'utiliser des matériaux plus résistants, tels que la fonte ou le polyéthylène haute densité.

Conclusion :

Ce chapitre a permis de dimensionner intégralement les nouveaux collecteurs du réseau projeté. Afin de respecter les contraintes liées aux fortes pentes du terrain, qui dépassent parfois 10 % sur certains tronçons, nous avons dû intégrer des regards de chute tout au long du tracé. Ces aménagements visent à maîtriser la vitesse d'écoulement et à la maintenir dans la fourchette recommandée. Par ailleurs, nous avons veillé à limiter la profondeur des tranchées afin de minimiser les risques pour les ouvriers et de faciliter les opérations de branchement futures.

Chapitre VI :

Les éléments constitutif du réseau

Introduction :

Dans le domaine de l'assainissement, les différents composants d'un réseau d'égouts doivent garantir :

- Une évacuation rapide et efficace des eaux pluviales, sans stagnation ni engorgement.
- Le transport des eaux usées, souvent chargées de matières susceptibles de se déposer ou se solidifier, dans des conditions sanitaires appropriées.

On distingue généralement deux grandes catégories d'ouvrages dans un réseau d'assainissement :

1. Les ouvrages principaux, qui constituent la structure essentielle du réseau. Ils assurent l'acheminement des effluents jusqu'à leur point de traitement (station d'épuration) ou leur lieu d'évacuation à l'extérieur de la zone urbaine.
2. Les ouvrages annexes, qui regroupent l'ensemble des dispositifs permettant une exploitation fonctionnelle et sécurisée du réseau. Cela inclut notamment les bouches d'égout, les regards de visite, les déversoirs d'orage, et autres équipements techniques.

VI.1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux désignent l'ensemble des infrastructures destinées à acheminer les effluents vers leur point de rejet ou vers la station d'épuration. Ils comprennent notamment les conduites ainsi que les systèmes de joints assurant l'étanchéité et la continuité du réseau.

VI.1.1 Canalisations :

Elles se présentent sous différentes formes, principalement en éléments cylindriques préfabriqués en usine, identifiés par leur diamètre intérieur — appelé diamètre nominal — exprimé en millimètres. On trouve également des conduites de forme ovoïde, également préfabriquées, dont la hauteur est généralement indiquée en centimètres.

VI.1.1.1 Type de canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination.

a. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués par des procédés mécaniques qui assurent une bonne compacité du béton. Leur longueur utile ne doit pas excéder 2,50 mètres. Bien que ces conduites soient adaptées à certains usages, elles présentent une rupture brutale en cas de surcharge, notamment lorsque la hauteur de recouvrement est insuffisante. Ce type de

défaillance survient généralement durant les premières années de mise en service. En raison de leur fragilité, il est fortement déconseillé d'utiliser des tuyaux en béton non armé pour les canalisations visitables.

b. Conduites en béton armé :

Les conduites en béton armé sont fabriquées de manière mécanique selon des procédés industriels assurant une compacité élevée du béton, tels que la compression radiale, la vibration ou encore la centrifugation. Ces tuyaux sont renforcés par deux types d'armatures : les premières sont des barres longitudinales, appelées génératrices, disposées parallèlement à l'axe de la conduite ; les secondes sont des armatures hélicoïdales formées de spires continues enroulées avec un pas régulier ne dépassant pas 1,5 mètre. La longueur utile de ces conduites est limitée à 2 mètres au maximum, afin de faciliter leur transport, leur manipulation et leur pose sur chantier.

c. Conduites en amiante – ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de canalisation se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé (DERNOUNI, F,2004).

d. Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre de conduite est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m (DERNOUNI, F,2004).

e. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose (SALAH Boualem ,2014).

VI.1.1.2 Choix du type de canalisation :

Pour choisir le type de conduite le plus adapté, plusieurs critères doivent être pris en considération :

- La pente du terrain, qui influence le régime d'écoulement et la vitesse des effluents.
- Les diamètres à utiliser, en fonction des débits à évacuer.

- La nature du sol traversé, qui conditionne les contraintes mécaniques et la méthode de pose.
- La composition chimique des eaux usées, certaines pouvant avoir un effet corrosif sur certains matériaux.
- Les efforts extérieurs, notamment ceux liés au remblai ou aux charges roulantes, qui peuvent affecter la durabilité de la canalisation.

Remarque : Dans le cadre de notre projet, les conduites retenues seront de profil circulaire, en PVC et en béton armé (BA), en raison des avantages qu'elles offrent, notamment en matière d'étanchéité et de résistance aux charges élevées un critère essentiel.

- Pour les diamètres inférieurs à 800 mm, les conduites en PVC sont privilégiées.
- Pour les diamètres supérieurs ou égaux à 800 mm, on adoptera des conduites en béton armé.

Par ailleurs, lorsqu'un diamètre dépasse 800 mm, il est recommandé de remplacer la conduite circulaire par une conduite ovoïde, en raison des avantages qu'offre ce profil dans certaines conditions particulières :

- En terrain à forte pente, l'ovoïde limite les frottements latéraux grâce à une hauteur de remplissage plus stable, ce qui permet de maintenir une vitesse d'écoulement constante.
- En zone à dépôts fréquents, où l'auto-curage naturel ne peut être assuré, la forme ovoïde améliore la circulation des effluents.
- En cas de variations brusques de débit, fréquentes dans certaines agglomérations, ce profil permet une meilleure adaptation hydraulique.

Cependant, la conduite ovoïde présente un inconvénient non négligeable : sa pose est plus complexe, notamment à cause des difficultés liées à son inclinaison lors de l'installation.

VI.1.1.3 Les joints :

VI.1.1.3.1 Les joints des conduites en béton armé :

Le choix approprié du type d'assemblage est étroitement lié à la qualité du joint utilisé. Ce dernier dépend principalement de plusieurs facteurs : la nature des eaux transportées, leur compatibilité avec les conditions géotechniques du sol, ainsi que les caractéristiques des tuyaux, notamment leur diamètre et leur épaisseur.

Pour les tuyaux en béton armé, plusieurs types de joints peuvent être employés :

a. Joint type Rocla :

Ce joint offre une excellente étanchéité, aussi bien vis-à-vis des eaux véhiculées que des eaux extérieures infiltrantes. Il est compatible avec tous les diamètres de conduites, ce qui en fait un choix polyvalent et fiable.

b. Joint à demi-emboîtement :

Ce type de joint est réalisé à l'aide d'un cordon de bourrage en mortier de ciment. Il est généralement réservé aux terrains stables, car il présente un risque de suintement en cas de pression trop élevée. Son usage est déconseillé dans les zones à forte pente.

c. Joint à collet :

Également bourré au mortier de ciment, ce joint est uniquement recommandé pour les bons sols, où la pente est faible et les contraintes modérées.

En plus de ces types classiques, il existe d'autres solutions d'assemblage, telles que :

- Le joint torique, assurant une bonne étanchéité mécanique,
- Et le joint en matière plastique, utilisé dans certains cas spécifiques pour sa flexibilité et sa résistance chimique.

VI.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont soumises à diverses sollicitations, tant extérieures qu'intérieures. Il est donc essentiel de les choisir en tenant compte de leur capacité à résister à ces contraintes, qui peuvent être de nature mécanique, statique ou chimique. Le choix du matériau et du type de conduite doit ainsi garantir une bonne durabilité face à ces différentes agressions.

a) Actions mécaniques :

Elles sont principalement liées aux efforts exercés par les remblais ainsi qu'aux autres sollicitations extérieures susceptibles de s'exercer sur les canalisations, comme les tassements du sol ou les mouvements de terrain. Ces efforts peuvent provoquer des déformations, voire des ruptures, si le matériau de la conduite n'est pas adapté.

b) Actions statiques :

Il s'agit des charges permanentes ou mobiles, telles que le poids du remblai, la poussée de l'eau en mouvement à l'intérieur de la canalisation, ou encore les charges générées par le passage de véhicules en surface. Ces sollicitations imposent un dimensionnement adapté pour garantir la stabilité structurelle des conduites.

c) Actions chimiques :

Ce type d'agression concerne essentiellement l'environnement interne de la conduite. Une baisse du pH dans les effluents peut favoriser le développement de bactéries acidophiles, qui génèrent à leur tour de l'acide sulfurique (H_2S). Ce composé est particulièrement corrosif et peut sérieusement détériorer les parois des canalisations, surtout si elles ne sont pas conçues pour y résister.

VI.1.1.5 Contrôles des tuyaux préfabriqués :

Avant toute mise en œuvre des conduites, il est impératif de procéder à une série de tests afin de garantir leur conformité et leur durabilité. Ces contrôles incluent principalement des essais de résistance à l'écrasement, de vérification de l'étanchéité, ainsi que de tenue à la corrosion. Les échantillons à tester sont sélectionnés de manière aléatoire : cinq tuyaux sur chaque lot de 1000 sont soumis au test de résistance mécanique, tandis que dix tuyaux du même lot sont utilisés pour vérifier l'étanchéité.

a) Essai de résistance à l'écrasement :

Les conduites doivent être capables de supporter à la fois les charges permanentes dues aux remblais ainsi que les surcharges éventuelles dans les zones accessibles aux véhicules. Pour cela, un test de résistance à l'écrasement est réalisé.

Cet essai est effectué à l'aide d'une presse automatique qui enregistre en continu les efforts appliqués. La charge est répartie uniformément le long de la génératrice supérieure du tuyau. L'épreuve se poursuit jusqu'à la rupture du tuyau, à une vitesse de chargement de 1000 daN par mètre de longueur et par minute. Ce test permet de déterminer la charge maximale que le tuyau peut supporter avant de céder.

b) Essai d'étanchéité :

Ce test vise à s'assurer que les jonctions entre les tuyaux sont parfaitement étanches, en particulier au niveau des bagues de raccordement. Deux tuyaux sont assemblés et soumis à une pression d'eau contrôlée pour vérifier leur comportement.

Les conduites en ciment doivent avoir été fabriquées depuis au moins 21 jours, puis complètement imbibées d'eau pendant 48 heures avant le test. L'essai se déroule sur des tuyaux positionnés à plat, avec une mise en pression maintenue pendant 30 minutes grâce à une presse hydraulique. La pression appliquée est de 0,5 bar pour les tuyaux ovoïdes, et de 1 bar pour les tuyaux circulaires.

Dans le cas des tuyaux circulaires, une désaxation est volontairement introduite sur la génératrice inférieure pour créer une ouverture de 15 mm sur la génératrice supérieure (si le diamètre nominal est supérieur ou égal à 300 mm), ou de 8 mm (si le diamètre est inférieur à 300mm).

c) Essai de résistance à la corrosion :

Les eaux usées domestiques, lorsqu'elles transitent par des canalisations en béton armé, contiennent souvent des agents corrosifs tels que l'acide carbonique dissous et le sulfure d'hydrogène (H_2S), issu des processus de fermentation anaérobie. Ces substances agressent progressivement le béton, entraînant sa dégradation.

Pour évaluer la résistance des conduites à ce type de corrosion, un test spécifique est réalisé. Il consiste d'abord à exposer l'échantillon à ces agents chimiques. Une fois cette phase terminée, l'échantillon est soigneusement rincé à l'eau douce, puis placé dans une étuve pour séchage complet.

Enfin, on procède à une pesée précise de l'échantillon. À l'issue de cet essai, la paroi interne du tuyau ne doit présenter aucun signe visible d'altération ou de dégradation.

VI.2 Ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes jouent un rôle essentiel dans la gestion efficace et durable des réseaux d'égouts. Leur présence est indispensable pour assurer le bon fonctionnement du système. Ces structures remplissent plusieurs fonctions complémentaires : elles permettent la collecte des effluents, offrent des points d'accès pour l'inspection et l'entretien du réseau, et contribuent également à l'optimisation économique du système en limitant les besoins de surdimensionnement, ce qui permet de réduire les coûts globaux d'aménagement et d'exploitation.

VI.2.1 Les branchements :

Les branchements assurent la liaison entre les installations privées et le réseau public d'égouts. Ils doivent être étanches, bien inclinés et accessibles pour l'entretien. Leur conception suit des normes précises afin d'éviter les infiltrations ou fuites, et leur réalisation doit garantir un écoulement optimal et sécurisé des eaux usées.

VI.2.2 Les fossés :

Les fossés sont des canaux ouverts servant à évacuer les eaux de ruissellement, principalement en zones rurales. Bien dimensionnés et entretenus, ils préviennent les inondations, limitent l'érosion et contribuent à la gestion durable des eaux pluviales.

VI.2.2 Les caniveaux :

Les caniveaux, placés en bordure de voirie, collectent les eaux de pluie en zone urbaine. Ils dirigent ces eaux vers les avaloirs et réseaux d'assainissement. Leur efficacité dépend d'un bon dimensionnement, de matériaux résistants et d'un entretien régulier.

VI.2.3 Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont conçues pour collecter les eaux de surface, telles que les eaux pluviales ou celles issues du nettoyage des chaussées. Elles jouent un rôle essentiel dans la gestion des eaux de ruissellement, en évitant leur accumulation sur la voirie.

Elles sont généralement installées aux points bas des caniveaux, là où l'eau a naturellement tendance à s'accumuler, ou directement sur les trottoirs. L'espacement moyen entre deux bouches d'égout est de 50 mètres. La section d'entrée de chaque bouche est calculée en fonction de cette distance pour garantir une capacité suffisante d'absorption des eaux en cas de fortes pluies.

On distingue deux principaux types de bouches d'égout selon leur mode de collecte :

- **Les bouches à accès latéral**, où l'eau entre par le côté du dispositif ;
- **Les bouches à accès par le dessus**, où l'eau est captée directement par la grille supérieure.

Ces éléments doivent être correctement dimensionnés, positionnés et entretenus pour assurer un drainage efficace et prévenir les risques d'inondation.

VI.2.4 Les regards :

Les regards sont des ouvertures d'accès aménagées sur le réseau d'assainissement, servant de points d'entrée pour le personnel chargé de l'entretien, de l'inspection et de la surveillance des conduites. Leur conception dépend de plusieurs facteurs : l'encombrement du site, la pente du terrain, ainsi que le type de système d'évacuation adopté.

Il existe plusieurs types de regards, chacun adapté à une situation précise :

- **Regard simple** : utilisé pour raccorder des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Regard latéral** : recommandé en cas de contraintes dues aux réseaux existants (VRD) ou pour les conduites de grand diamètre.
- **Regard double** : destiné aux réseaux en système séparatif (eaux usées / eaux pluviales).

- **Regard toboggan** : utilisé lorsqu'il y a des risques de remontée de remous dans le réseau.
- **Regard de chute** : prévu pour les conduites en forte pente afin d'absorber l'énergie de l'eau.

La distance entre deux regards dépend du relief :

- Entre **35 et 50 mètres** en terrain accidenté ;
- Entre **50 et 80 mètres** en terrain plat.

Les regards doivent être placés à des endroits stratégiques du réseau, notamment :

- Aux changements de direction ;
- Aux jonctions de canalisations ;
- Aux points de chute ;
- Aux changements de pente ;
- Aux variations de diamètre.

Remarque : Dans le cas de notre agglomération, en raison des pentes prononcées du terrain, il sera nécessaire de privilégier l'utilisation de regards de chute tout au long du tracé. Par ailleurs, des regards de visite simples seront également mis en place, avec un espacement étudié pour faciliter les interventions de nettoyage et d'entretien périodique.

Cette configuration permet d'assurer un accès aisé au réseau et une meilleure maîtrise des écoulements.

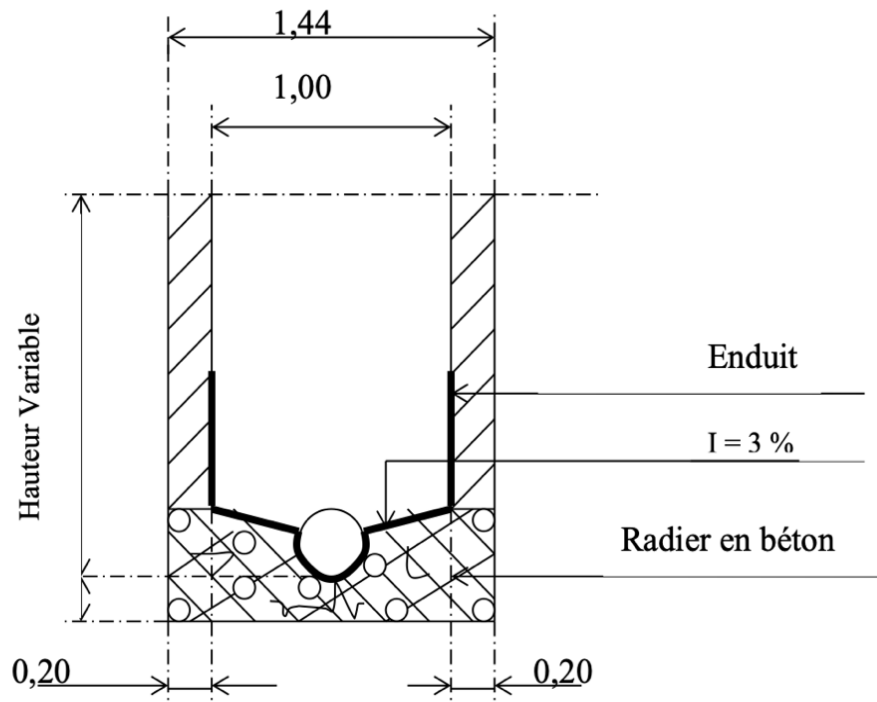


Figure VI.26 Exemple d'un regard simple

VI.2.6 Les Déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval et d'éviter les débordements. Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986)

VI.2.6.1 – Emplacement des déversoirs d'orage

Avant de définir l'implantation des déversoirs d'orage, plusieurs éléments essentiels doivent être pris en compte afin d'assurer leur efficacité tout en minimisant leur impact sur l'environnement récepteur. Ces critères permettent d'adapter le système aux contraintes du terrain et aux objectifs de performance du réseau d'assainissement.

1. Caractéristiques du milieu récepteur :

Il est nécessaire d'évaluer la capacité du milieu naturel à absorber les effluents rejetés sans déséquilibre écologique. Cela implique de déterminer le degré de dilution nécessaire en fonction du pouvoir auto-épurateur du milieu récepteur (rivière, oued, plan d'eau, etc.).

2. Étude des débits compatibles :

Les débits de rejet doivent être compatibles à la fois avec les capacités de dilution du milieu récepteur et avec les contraintes économiques du projet. Il s'agit notamment de calculer un facteur de probabilité de déversement pour limiter la fréquence des rejets et réduire leur impact.

3. Capacité des ouvrages de traitement :

L'analyse doit inclure les capacités hydrauliques et de traitement des ouvrages en aval, notamment la station d'épuration. Il est impératif d'éviter toute surcharge qui pourrait nuire au bon fonctionnement du système.

4. Conditions hydrauliques en amont :

L'évaluation en amont du déversoir comprend les paramètres suivants :

- Pente du collecteur
- Débit entrant
- Type d'écoulement (gravitaire ou sous pression)
- Diamètre de la canalisation
- Présence de grille ou dispositif de retenue
- Vitesse d'écoulement

5. Conditions hydrauliques en aval :

En aval, il convient également de vérifier :

- La pente du réseau
- Le débit de sortie
- Le type d'écoulement
- Le diamètre de la conduite de rejet

VI.2.6.2 Types de déversoirs :

Il existe plusieurs types de déversoirs, chacun adapté à des conditions hydrauliques spécifiques et à des objectifs précis en matière de régulation des effluents par temps de pluie.

a. Déversoir à seuil latéral avec conduite étranglée en aval :

Ce type de déversoir s'utilise lorsque l'écoulement en amont est fluvial. Il est équipé d'un seuil latéral surélevé, servant de sécurité pour retenir les eaux excédentaires. Ce seuil provoque la formation d'un remous (ou "roseau") dans la conduite d'amenée. En aval, une conduite étranglée limite le débit vers le milieu récepteur, et des vannes peuvent être utilisées pour ajuster le débit selon les besoins.

b. Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre :

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de

déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

c. Déversoir d'orage a ouverture du fond :

Dans ce type d'ouvrage : le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

VI.2.6.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Bien que notre réseau soit de type unitaire, une séparation des flux est effectuée en aval, au niveau du déversoir d'orage. Les eaux usées, même diluées, sont dirigées vers la station d'épuration, tandis que les eaux pluviales excédentaires sont dérivées vers un bassin de retenue. Ce choix permet de limiter les charges hydrauliques sur la STEP tout en maîtrisant les volumes d'eaux pluviales rejetés dans le milieu naturel.

VI.2.6.3.1 Mode de calcul

Pour le calcul on doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement correspond à la somme du débit en temps sec (Q_{US}), représentant les eaux usées domestiques, et du débit pluvial (Q_P), généré par les eaux de ruissellement. Ainsi : $Q_T = Q_{US} + Q_P$
- Débit de pointe dirigé vers le collecteur de rejet (vers la station d'épuration) : Ce débit correspond à deux fois le débit en temps sec, pour tenir compte de la dilution minimale acceptable dans le cadre du traitement. $Q_{st} = 2 \times Q_{US}$
- **Débit dirigé vers l'exutoire (ou le bassin de retenue) :**
Il s'agit du **débit excédentaire**, soit la différence entre le débit total (eaux usées + pluviales) et le débit admis en station. $Q_{dev} = Q_b = Q_T - Q_{st}$

Ensuite, pour dimensionner le déversoir :

- On détermine la lame d'eau déversée (h_r), correspondant à la hauteur d'eau au-dessus du seuil au moment du déversement.
- Puis on calcule la longueur du seuil déversant (L), en fonction du débit à évacuer, de la lame d'eau h_r et des caractéristiques hydrauliques du seuil.

➤ **Dimensionnement du DÉVERSOIR** : déversoir by-pass de type latéral à seuil bas, permettant de séparer les flux en aval du réseau unitaire. Les eaux usées diluées seront orientées vers la station d'épuration à droite, tandis que les eaux pluviales excédentaires seront évacuées tout droit vers un bassin de retenue.

Données de base pour le dimensionnement du déversoir :

- **Diamètre de la conduite d'entrée :** $D_e = 1200 \text{ mm}$
- **Débit total à l'entrée du déversoir :** $Q_t = 4.07 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Débit de pointe dirigé vers l'aval (STEP) :** $Q_{st} = 0.412 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Débit déversé vers le bassin de retenue :** $Q_{dev} = 2.32 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Débit critique :** $2.73 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Pente de la conduite :** $i = 0.02 \text{ m/m}$
- **Hauteur d'eau à l'entrée :** $H_e = 760 \text{ mm}$

-Calcul du coefficient de retardement

Le temps que met l'eau à rejoindre les déversoirs, appelé temps de concentration, est pris en compte, ce qui entraîne une diminution du débit des eaux pluviales.

$$Z = 1 - \frac{tc}{100} \dots\dots\dots (\text{VI.1})$$

tc = temps de concentration (mn)

Le temps de concentration est le temps que met l'eau de pluie, tombée au point le plus éloigné d'une surface, pour atteindre l'entrée du collecteur chargé d'évacuer cette eau.

Le temps de concentration se compose :

Temps t_1 : mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de la longueur « L » avec une vitesse « v ».

$$tc = 1 - \frac{L}{60v} \dots\dots\dots (\text{VI.2})$$

Tableau VI.32 : Calcul du temps de concentration t_1

Les regards	Vitesse	Longueur	T_1	T_1 Cumulé
R1-R9	5.91	151	0.574	0.574
R9-R10	5.55	19.2	0.942	1.516
R10-R11	5.38	35.6	0.890	2.406
R11-R16	4.04	167	0.311	2.717
R16-R21	5.95	96.3	0.730	3.447
R21-R22	5.53	16.3	0.951	4.398
R22-R25	5.95	56	0.843	5.241
R25-R26	5.64	16.2	0.952	6.193
R26-R27	5.53	20	0.940	7.133
R27-R29	5.95	37.5	0.895	8.028
R29-R30	5.73	15.8	0.954	8.982
R30-R31	5.95	20	0.944	9.926
R31-R32	5.53	16	0.952	10.878
R32-R33	5.79	20	0.942	11.820
R33-R34	5.53	15.4	0.954	12.774
R34-R71	5.22	134	0.572	13.346
R71-R1	5.83	37	0.894	14.240
R1-R2	4.69	30	0.893	15.133
R2-R6	3.69	120	0.458	15.591
R6-R9	5.83	85	0.757	16.348
R9-R16	3.69	180	0.187	16.535
R16-R18	5.83	45.7	0.869	17.404
R18-R19	5.91	25	0.929	18.333
R19-R23	5.83	49.4	0.859	19.192
R23-R24	5.85	30	0.915	20.107
R24-R25	5.30	30	0.906	21.003
R25-R28	4.33	90	0.654	21.657
R28-DVO	5.68	9.11	0.973	22.63

On trouve $t_1 = 23\text{min}$ et on prend $t_2 = 10\text{min}$ donc on a $t_c = 33\text{min}$.

Donc $Z = 0.67$

-Calcul du débit critique :

$$Q_{tcr} = Z \times Q_t \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$Q_{cr} = 0.67 \times 4.07 = 2.7269 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

-Hauteur de la lame déversante vers la Step :

On doit passer par le calcul de :

$$R_{Q(\text{step})} = \frac{Q_{\text{step}}}{Q_{ps}} = \frac{0.412}{4.39} = 0.1$$

$$R_h = \frac{h_{STEP}}{D} \text{ De l'abaque on obtient la valeur de } R_h \quad R_h = 0.15$$

$$h_{\text{step}} = R_h \times D = 0.15 \times 1.2 = 0.18\text{m} = 18\text{cm}$$

-La hauteur déversée :

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

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{2.7269}{4.39} = 0.62$$

$$R_h = \frac{h_{cr}}{D} \text{ De l'abaque on obtient la valeur de } R_h \quad R_h = 0.58$$

$$h_{dev} = R_h \times D = 0.58 \times 1.2 = 0.696m = 70cm$$

$$\text{Donc } h_{dev} = h_{cr} - h_{step} = 0.70 - 0.18 = 0.52m$$

- La longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dev} = mLh_{dev} \times \sqrt{2gh_{dev}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec :

m : coefficient de débit pour un déversoir à seuil latéral (m=0,33)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

h_{dev} : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

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

$$L = \frac{2.31}{0.33 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 0.52^{3/2}}$$

$$L = 4.2m$$

VI.2.7 Les bassins de retenue d'eau pluviale :

Dans ce contexte, l'approche économique des projets, qui consistait principalement à évacuer le plus vite possible les eaux usées vers le milieu naturel le plus proche, peut être remise en question et adaptée.

On peut en effet envisager une nouvelle manière de concevoir les projets, en encourageant les concepteurs à explorer des solutions potentiellement plus économiques, notamment en intégrant de nouveaux types d'ouvrages de retenue.

VI.2.7.1 L'objectif des bassins :

Les bassins de retenue sont des réservoirs qui servent à stocker l'eau de pluie pendant un certain temps.

Aujourd'hui, on utilise de plus en plus ces bassins pour mieux contrôler le débit des eaux de pluie. Mais il est important de les utiliser de manière adaptée, en tenant compte de plusieurs objectifs, comme :

- L'aménagement du quartier ou de la ville où le bassin est installé,
- La qualité de l'eau selon l'usage qu'on veut en faire,
- La protection de l'environnement en aval, là où l'eau sera rejetée.

VI.2.7.2 Différentes types de bassins :

Les bassins de retenue sont essentiellement constitués par :

- Un corps de bassin (fond et berge).
- Un ouvrage aval, généralement constitué par une digue avec dispositif d'évacuation des eaux.

Ils se divisent en deux types :

- Les bassins secs.
- Les bassins en eau

a. Les bassins secs :

Ce sont des bassins qui restent vides la plupart du temps, sauf juste après un orage. L'eau y reste seulement quelques jours avant de s'évacuer.

Le fond du bassin doit avoir une pente d'au moins 5 cm par mètre pour éviter que l'eau ne stagne et forme des zones marécageuses.

Les pentes des côtés (ou berges) doivent respecter les règles suivantes :

- $1/6$ si le bassin est situé dans un endroit accessible au public,
- $1/2$ si l'accès est limité ou interdit.

Ce type de bassin est surtout utilisé en zone rurale, et il coûte généralement moins cher qu'un bassin avec de l'eau en permanence.

b. Les bassins en eau :

Ces bassins présentent un plan d'eau permanent, pouvant parfois, être choisis dans le cadre de l'aménagement d'un milieu attractif.

Le tirant d'eau minimal d'un bassin en eau a été fixé à 1.5 m afin d'assurer la vie des poissons et d'éviter le développement des plantes aquatiques.

Si le bassin est intégré dans un milieu attractif, l'aménagement des berges sera, réalisé comme suit :

- Risbermes horizontal de 2 m à 4m pour raisons de sécurité ;
- Parement vertical de 0,5 m à 0,75 m réalisé avec un souci esthétique (SALAH Boualem ,2014).

VI.2.7.3 Méthode de calcul du volume d'un bassin :

Il existe deux principales méthodes pour calculer le volume d'un bassin : la méthode des pluies et la méthode des volumes. Dans les deux cas, on part de l'hypothèse que le débit de sortie reste constant.

Pour estimer correctement le volume d'un bassin, plusieurs éléments importants sont pris en compte :

- La pluie qui tombe directement dans le bassin,
- L'eau de ruissellement provenant des zones en amont pendant un épisode pluvieux,
- Les apports d'eau continus, comme les sources naturelles qui alimentent le bassin.

Ces éléments contribuent à remplir le bassin. En parallèle, d'autres facteurs entraînent sa vidange, notamment :

- Le débit d'eau évacué pour d'autres usages, comme l'irrigation ou le traitement en station,
- L'évaporation, qui reste généralement faible et peut souvent être négligée,
- L'infiltration de l'eau dans le sol, qui peut aussi entraîner une perte de volume.

a. Méthode dite des pluies :

Cette méthode se base essentiellement sur un principe hydraulique, et par conséquent, nous citons uniquement les étapes à suivre pour la détermination du volume.

-Il faut connaître la fréquence de pluie et la valeur du débit demandé.

(Q) : C'est à dire le débit qui sort du bassin de retenue.

Détermination du volume

$$V_1 = 3600 Q t \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI.5)}$$

Avec :

V_1 : volume en (m^3)

Q : débit de vidange en (m^3/s)

t : en heure.

Le volume correspondant par hectare de surface active du bassin urbanisé est donc :

$$V_2 = V_1 / S \text{ Ca} = 3600 Q T / S \text{ Ca (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI.6)}$$

Correspondant à une hauteur d'eau :

$$h = 3600 Q.T / S. \text{ Ca} \dots\dots\dots \text{(VI.7)}$$

Avec :

h : en mm.

Q : en m^3/s .

S : surface totale du bassin à drainer en HEC.

T : temps en h;

Ca : coefficient d'apport compris entre 0.05 et 0.6

On peut alors reporter sur le graphique de la droite $h(t)$ OB donnant, en fonction du temps, la hauteur d'eau évacuée (Figure VI.3). A partir d'une loi statistique on a établi, pour chaque

intervalle de temps une courbe donnant les hauteurs de pluie correspondant à différentes durées moyennes de retour. La différence d'ordonnée entre cette droite et la courbe enveloppe choisie donne à chaque instant la hauteur de pluie à stocker. L'écart maximal Δh obtenu en menant la tangente à la courbe enveloppe parallèle à OB correspond à la hauteur d'eau de pluie à stocker et le volume du bassin est donné par la formule :

$$V = 10\Delta h S \dots \dots \dots (VI.8)$$

Avec :

V en m^3 .

Δh en mm.

S en ha.

10 homogénéités des unités $1\text{mm} \rightarrow 10\text{m}^3/\text{ha}$.

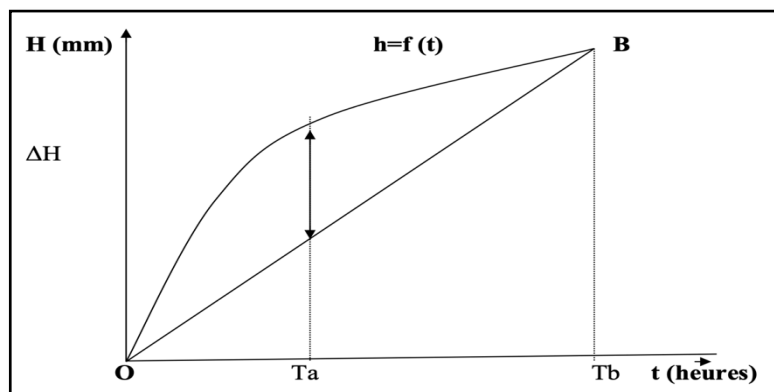


Figure VI.27 : La courbe du classement fréquentiel des pluies de période T

Source : Cours assainissement.

Avec

Ta : le temps de remplissage

Tb-Ta : le temps de vidange (SALAH Boualem ,2014).

b. Méthode dite des volumes :

La détermination du volume d'un bassin peut s'effectuer selon le processus général exposé précédemment mais en l'appliquant, cette fois, non à la courbe enveloppe mais à chaque épisode pluvieux particulier.

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour

Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant.

$$Q' = \frac{3600 \times Q}{Aa} \dots \dots \dots (VI.9)$$

Q : débit de fuite en (m^3/s)

Ça : coefficient d'apport ($\text{ça} = Aa/A$)

A : surface totale en (ha)

Aa : surface active en (ha)

Q' : débit spécifique de fuite en (mm/h)

-En fonction de débit Q' et la période de retour choisi on détermine la hauteur d'eau ha (mm) qui est la capacité spécifique de stockage.

-On détermine le volume Vb moyennant, la relation :

$$Vb (m^3) = 10 h Aa \text{ en } (m^3/s) \dots\dots\dots (VI.10)$$

-On majore la valeur de Vb d'une valeur de 1/6Vb, pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite lequel, les calculs sont basés.

D'où :

$$V_{tt} = Vb + 1/6 Vb = 7/6 Vb \dots\dots\dots (VI-11) \text{ (SALAH Boualem ,2014).}$$

-Partie Calcul:

Calcul de la surface active :

La détermination du coefficient d'apport est une tâche délicate en raison de la multiplicité des facteurs qui l'influencent, tels que les pertes en ligne, les infiltrations, ainsi que le temps nécessaire à l'écoulement jusqu'au point de collecte. Ce coefficient, souvent inférieur au coefficient de ruissellement, se situe généralement dans une plage de 0,05 à 0,6. Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi d'adopter une valeur de $C_a=0,4$. Cette estimation repose sur l'hypothèse que le bassin est alimenté par les eaux collectées par la conduite principale du réseau pluvial, laquelle draine une zone fortement imperméabilisée d'environ 51 hectares.

$$S_a = S \times C_a \dots\dots\dots (VI-12)$$

Sa : surface active

S : surface totale en ha

C_a : Coefficient d'apport

$$S_a = 51 \times 0.4$$

$$S_a = 20.4 \text{ ha}$$

Le débit de fuite correspond au débit d'eau évacué par le bassin de retenue, autrement dit, la quantité d'eau que l'on autorise à s'écouler de manière progressive vers l'exutoire, aussi bien pendant qu'après un épisode pluvieux.

Dans notre projet, nous retenons un débit de fuite.

Ainsi, ce débit constitue la limite maximale admissible pour le rejet des eaux vers le réseau aval.

$$q = 9mm/h$$

À l'aide de l'abaque en annexe, et pour une période de retour de 10 ans, on détermine la hauteur d'eau h_a (exprimée en mm) correspondant à la capacité spécifique de stockage, en fonction du débit de fuite choisi.

$$h_a = 22 \text{ mm}$$

- Le volume de bassin est :

$$VB = 10 \times S_a \times h_a$$

$$VB = 4488 \text{ m}^3$$

Pour tenir compte du temps nécessaire pour atteindre le débit de fuite, on majore le volume d'une valeur équivalente à 0,17 VB Le volume total du bassin sera donc :

$$VT = 0.17 * VB + VB = 1.17 * VB$$

Donc :

$$VT = 5250.96 \text{ m}^3$$

c. Méthode de Muskingum :

La méthode de Muskingum est une technique largement utilisée pour modéliser le laminage des crues, c'est-à-dire l'atténuation des débits de pointe grâce au stockage temporaire de l'eau dans un bassin. Développée dans les années 1930 aux États-Unis, elle permet de simuler le comportement d'un écoulement lors d'un épisode pluvieux, en tenant compte du retard et de la réduction du débit entre l'entrée et la sortie d'un bassin ou d'un canal. Simple, fiable et efficace, cette méthode reste une référence pour le dimensionnement des ouvrages de régulation dans les projets d'assainissement.

- Fondement physique :

Lors d'une crue, l'écoulement de l'eau dans un tronçon de rivière ou de réseau d'égout est régi par les équations de Saint-Venant, qui traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement dans la direction principale de l'écoulement. La méthode de Muskingum repose justement sur une forme simplifiée de ces équations, permettant de modéliser plus facilement la propagation et l'atténuation d'une onde de crue dans un tronçon donné.

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots \text{(VII.12)}$$

I : débit entrant

O : débit sortant

S : Stockage d'eau dans le réservoir

- Formule discrète (intégrée sur Δt) :

Pour un pas de temps Δt , l'équation devient :

$$S_1 - S_2 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \cdot \Delta t \dots\dots\dots \text{(VII.13)}$$

Puis elle est réorganisée pour l'application numérique :

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

$$\Rightarrow \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1$$

Cette équation permet de calculer l'inconnue O_2 si l'on connaît S_1, O_1, I_1 et I_2

- **Courbe caractéristique :**

La méthode nécessite de construire une courbe $F(Q_s) = \frac{2S}{\Delta t} + Q_s$ pour différents niveaux d'eau
h. On déduit les valeurs de S (stockage) et Q (débit) à partir des relations géométriques du bassin

- **Étapes de calcul :**

1. Préparer l'hydrogramme de crue (débit entrant)
2. Construire la courbe caractéristique $F(Q_s)$ à partir des relations géométriques.
3. À chaque pas calculer :
 - Calculer $I_1 + I_2$
 - Utiliser l'équation : $\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1$
4. Calculer le volume stocké au fur et à mesure.
5. En déduire la capacité du bassin et les débits laminés.

d. La méthode de Solowski :

La méthode de Solowski est une méthode empirique utilisée pour le dimensionnement préliminaire des bassins de retenue des eaux pluviales. Elle repose sur une relation linéaire entre la surface imperméabilisée drainée et le volume de stockage nécessaire, exprimée à l'aide d'un coefficient global d'emménagement. Cette méthode est largement utilisée dans les contextes où les données hydrologiques détaillées sont absentes ou insuffisantes, notamment dans les études préliminaires de gestion des eaux pluviales urbaines.

- **Principe de la méthode :**

La méthode part du principe que lors d'un événement pluvial intense, une partie du ruissellement ne peut être évacuée immédiatement à cause de la limitation du débit de fuite en aval. Il est donc nécessaire de stocker temporairement ce surplus d'eau afin de lisser le pic de débit et de protéger l'exutoire.

- **Validité et utilisation actuelle :**

La méthode de Solowski reste couramment utilisée dans plusieurs contextes :

- Études préliminaires d'aménagement urbain.

- Réglementations locales en matière de gestion des eaux pluviales (France, Maghreb).
- Schémas directeurs d'assainissement (SDA) ou plans d'aménagement urbain (PAU).
- En complément ou vérification rapide dans les logiciels de modélisation hydrologique.

- **Calcul de volume de bassin :**

1. Calcul de t_c :

$$t_c = \frac{(4*\sqrt{S}+1.5*L)}{0.8*\sqrt{(H_{moy}-H_{min})}} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Tableau VI.33 : Données de notre agglomération.

$Q_t(m^3/s)$	$S(km^2)$	L (km)	Hmax	Hmin	Hmoy	t_c (h)
2.32	0.51	1.568	350.87	106.506	228.688	0.58901319

Avec :

Q_t : débit sortie de l'agglomération.

S : surface des surfaces élémentaires.

L : le chemin le plus long

Hmax : l'altitude max

Hmin : l'altitude min (m)

Hmoy : l'altitude moyenne (m)

T_c : temps de concentration (h).

2. Calcul de débit a l'instant (t) :

$$Q_t = Q_{tm} * \left(\frac{t}{t_c}\right)^2 \dots\dots\dots(VI.15)$$

t (h)	Q _{tm}
0	0
0.58901219	2.32
1	6.687
1.1	8.092
1.2	9.629
1.3	11.301
1.4	13.107
1.5	15.045
1.6	17.118
1.7	0.357
1.8	0.203
1.9	0.101
2	0.0411
2.1	0.0112
2.2	0.001

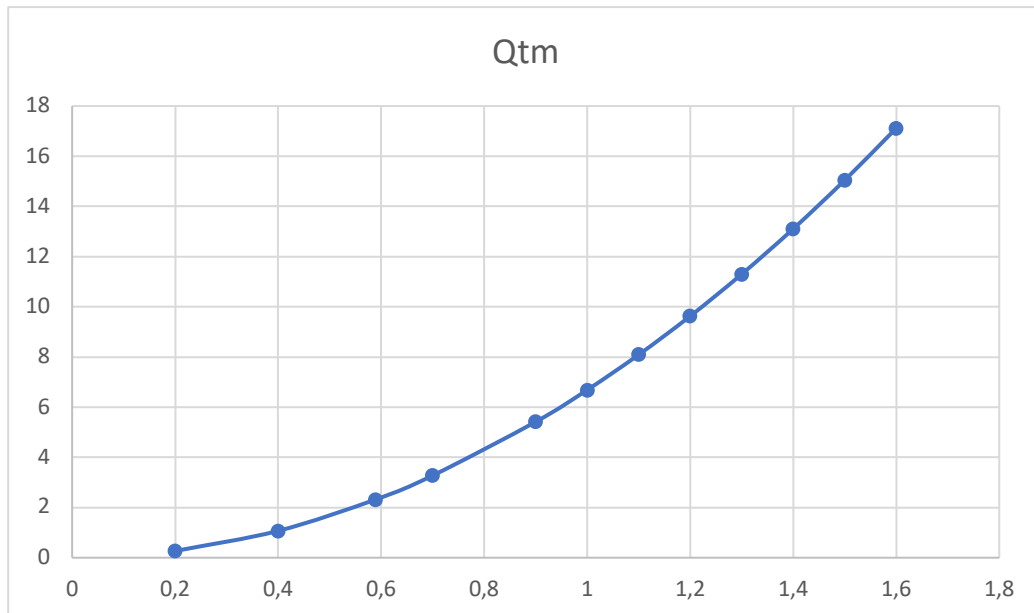


Figure VI.28 : Débit d'entrée a l'instant.

- Les données nécessaires :

→ Diamètre de la conduite de sortie : $D = 200\text{mm}$.

→ Surface de l'orifice : $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.03141593\text{m}^2$.

→ Coefficient de décharge : $C_d = 0.64$.

→ Surface de bassin : $A_b = 10000\text{m}^2$.

→ Le pas de temps utilisé : 0.1h

- Les formules nécessaires :

$$V_e = Q_T * 3600 * (t_2 - t_1) \dots \dots \dots (\text{VI.16})$$

$$V_{com} = V_{e1} + V_{e2} - V_s \dots \dots \dots (\text{VI.17})$$

$$P_e = \frac{V_{com}}{A_b} \dots \dots \dots (\text{VI.18})$$

$$h = P_e - \frac{D}{2} \dots \dots \dots (\text{V.19})$$

$$Q_s = C_d * A * \sqrt{(2 * 9.81 * h)} \dots \dots \dots (\text{V-22})$$

$$V_s = Q_s * 3600 * (t_2 - t_1) \dots \dots \dots (\text{V-23})$$

Avec :

V_e : Volume d'eau entrant pendant le pas de temps (m^3).

V_{com} : Volume total accumulé dans le bassin depuis le début de l'événement. C'est la somme cumulative des volumes entrants (m^3).

P_e : Hauteur d'eau stockée dans le bassin, calculée en fonction de la surface disponible (m).

h : Hauteur d'eau instantanée dans le bassin à l'instant t , utilisée pour le calcul du débit sortant (m).

Q_s : Débit sortant (débit de fuite) du bassin, calculé par la formule de l'orifice ($\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$).

V_s : Volume d'eau écoulé à l'extérieur du bassin pendant le pas de temps correspondant (m^3).

Tableau VI.34 : tableau récapitulatif de calcul

T(h)	Q(cms)	Ve(m3)	Vcom (m3)	Pe (m)	h(m)	Qs (m3/s)	Vs(m3)
0	0	0	0	0	0	0	0
0.589	2.320	4404,166	4404,166	0,551	0,500	0,016	33,401
1	6.687	3474,49	7845,256	0,981	0,931	0,021	31,779
1.1	8.091	904,742	8718,219	1,09	1,04	0,023	8,173
1.2	9.629	1076,718	9786,763	1,223	1,173	0,024	8,682
1.3	11.301	1263,648	11041,729	1,380	1,330	0,026	9,244
1.4	13.106	1465,533	12498,017	1,562	1,512	0,027	9,857
1.5	15.045	1682,372	14170,532	1,771	1,721	0,029	10,516
1.6	17.118	1914,165	16074,181	2,009	1,959	0,0311	11,219
1.7	0.357	128,528	16191,49	2,024	1,974	0,0312	11,261
1.8	0.203	73,186	16253,415	2,032	1,982	0,0313	11,283
1.9	0.101	36,567	16278,699	2,035	1,985	0,03136	11,292
2	0.041	14,805	16282,212	2,035	1,985	0,03137	11,294
2.1	0.011	4,033	16274,951	2,034	1,984	0,03136	11,291
2.2	0.001	0,386	16264,046	2,033	1,983	0,03135	11,287

Alors on trouve :

Tableau VI.35 : Tableau récapitulatif des calculs au tc.

tc	Qmax	Vs max	Vcom max	Pe max	Hmax	Qs max	Vs max
0,589	5,317	4404,166	16282,211	2,035	1,985	0,03137	33,401

Conclusion :

Après avoir évalué les différentes options disponibles, notre projet a retenu les choix suivants en matière d'infrastructure d'assainissement : l'installation de bouches d'égout, de regards de chute et de regards de visite, ainsi qu'un déversoir d'orage de type latéral. Le réseau sera constitué de conduites circulaires en béton armé et en PVC, de diamètres variés, adaptées aux besoins hydrauliques du système. Enfin, un bassin de retenue viendra compléter le dispositif afin de réguler les débits en période de pluie.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

Introduction :

La valeur économique des ouvrages hydrauliques dépend en partie d'une bonne organisation, qui repose sur la planification, la coordination et la mobilisation des moyens nécessaires pour mener les travaux efficacement, dans les meilleures conditions et les délais les plus courts.

VII.1 Emplacement des canalisations :

Pour les rues dont la largeur est inférieure à 15 mètres, les canalisations sont généralement posées au centre de la chaussée. Lorsque la rue est plus large, il devient nécessaire de prévoir une conduite sous chaque trottoir.

VII.2 Exécution des travaux :

Les principales étapes à suivre pour la pose des canalisations sont les suivantes :

- Contrôle et manipulation des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (s'il y en a une) ou enlèvement de la végétation.
- Implantation du tracé à l'aide de jalons ou de piquets.
- Réalisation des tranchées et des excavations nécessaires aux regards.
- Préparation du lit de pose.
- Mise en place des conduites dans la tranchée.
- Raccordement et assemblage des tuyaux.
- Réalisation des essais d'étanchéité des conduites et des joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées

VII.3 Manutention et stockage des conduites :

VII.3.1 Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être réalisé avec soin afin d'éviter toute détérioration ou déformation des tuyaux et de leurs accessoires pendant le transport. Il est essentiel de prendre les précautions suivantes :

- Éviter les manipulations brutales, les fléchissements excessifs et les mouvements pendulaires.
- Empêcher tout contact entre les tubes, les raccords et des éléments métalliques saillants.

- S'assurer que les emboîtures dépassent légèrement de la pile pour éviter les pressions indésirables.

VII.3.2 Stockage :

La zone prévue pour le stockage des tubes et des raccords doit être correctement nivelée. L'empilement se fait en alternant les emboîtures, qui doivent dépasser légèrement de la pile. La hauteur de gerbage ne doit pas dépasser 1,50 mètre.

Les accessoires doivent rester emballés jusqu'à leur mise en œuvre.

Il faut éviter tout contact avec des substances telles que l'huile, les solvants ou autres produits chimiques.

Le stockage doit garantir une protection adéquate des tuyaux, tant sur le plan mécanique que thermique.

Pour le stockage provisoire des canalisations le long du tracé :

- Disposer les tuyaux à proximité de l'axe prévu de pose, mais à une distance suffisante du bord de la tranchée.
- Les placer de préférence perpendiculairement à l'axe de la tranchée.
- Veiller à ce que le sol soit stable et dégagé de tout obstacle (pierres, débris...).
- Il est recommandé de ne pas empiler plusieurs rangées de tuyaux pour éviter toute déformation ou détérioration.



Figure VII.29 : Stockage de collecteurs

VII.3.3 Décapage :

Lorsque la tranchée est ouverte sur une voie publique, le décapage doit être réalisé avec précaution afin d'éviter toute dégradation des zones environnantes. Cette opération est généralement effectuée à l'aide d'un bulldozer, en enlevant une couche d'environ 10 cm d'épaisseur.



Figure VII.30 : Décapage par bulldozer

VII.4 Implantation des regards et des axes des tranchées :

Selon les tracés du plan de masse, des piquets ou jalons sont placés tout au long de l'axe des tranchées, ainsi qu'aux emplacements prévus pour les regards, les branchements et les jonctions. Cette implantation s'effectue à l'aide du plan de masse, complété par des instruments de topographie comme les niveaux, les théodolites et les mires.

VII.5 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée y'aura un espace libre (Cours ODC ,2017).

VII.5.1 Choix des engins de terrassement :

L'excavation des tranchées et des fouilles pour les regards du réseau sera réalisée à l'aide d'une pelle hydraulique en position rétro. Ce type d'engin présente plusieurs avantages :

- Il permet de creuser en dessous du niveau de la machine.
- Il assure un creusement rapide et précis, notamment pour des tranchées à talus verticaux.
- Il est capable d'atteindre des profondeurs importantes.
- Il effectue le creusement dans l'axe de la machine, ce qui facilite le travail en espace réduit.

VII.6 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de sable d'une épaisseur minimale de 10 cm. Ce lit doit être parfaitement nivelé selon les côtes du profil en long et être composé d'un sable contenant au moins 12 % de particules fines, inférieures à 0,1 mm. Si le sol est instable, des travaux spécifiques seront nécessaires, tels que la réalisation d'un béton de propreté, la mise en place de berceaux ou même de dalles de répartition.

VII.7 Mise en place des canalisations :

La pose des canalisations d'assainissement s'effectue de l'aval vers l'amont. Avant leur installation en fouille, les conduites doivent être triées afin de remplacer celles ayant subi des chocs importants ou présentant des fissures. Il est également nécessaire de s'assurer qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des tuyaux. L'état du revêtement intérieur et extérieur doit être vérifié avec soin.

Chaque conduite doit être posée avec une légère pente pour permettre l'évacuation des eaux, que ce soit pendant le remplissage ou en fonctionnement.

La mise en place des tuyaux dans la fouille se fait à l'aide d'une grue ou d'un engin de pose spécifique. La descente des tubes doit être lente et respectée dans l'ordre d'installation. Par ailleurs, il est essentiel de contrôler régulièrement l'alignement des tuyaux tout au long de la pose.



Figure VII.31 : Mise en place des canalisations

VII.8 Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VII.9 Remblaiement et compactage des tranchées :

Après la pose des canalisations, le remblaiement des tranchées est effectué afin de reconstituer le terrain naturel ; les remblais sont effectués par couches de 20 cm soigneusement compactées et damées.

Le remblaiement des tranchées et leur compactage est effectué avec des engins généralement : le chargeur et le rouleau lisse.

VII.9.1 Les chargeurs :

Un chargeur sur pneus, ou chargeuse sur pneus, est un engin de chantier, il comporte un corps automoteur articulé et une benne de grande taille à l'avant. Celle-ci, aussi appelée godet, peut effectuer un mouvement vertical et pivoter autour de son axe porteur.

Les imposantes roues du chargeur, mues par un moteur puissant, permettent la pratique de tous types de terrain suffisamment durs et une poussée importante vers l'avant.

VII.9.2 Le rouleau lisse :

Ils sont constitués d'un ou plusieurs éléments appelés billes, fabriqués en tôle de 5 mm, éventuellement remplis d'eau pour les alourdir. Lorsqu'on veut éviter de trop aplanir le sol, on utilise un rouleau de ce type dont la surface est ondulée. Les rouleaux culti-tasseurs

(cultipackers en anglais) sont constitués de l'assemblage de 2 rouleaux, portant chacun des disques en fonte, parfaitement jointifs de 30 à 40 cm de diamètre. Les disques du rouleau avant sont plus grands que ceux de l'arrière et légèrement décalés par rapport à ceux-ci (d'une demi-largeur de rouleau) : ainsi les disques placés à l'arrière tassent la partie du sol qui n'a pas été touchée par les disques placés à l'avant. Le travail de fragmentation s'effectue par poinçonnement sur l'arête vive du disque. Lorsque la fragmentation des mottes s'avère particulièrement difficile, on peut utiliser deux trains de disques différents : lisses à l'avant, crénelés à l'arrière.

Il comprend :

- Un châssis
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.

VII.10 Construction des regards :

Les regards peuvent être constitués d'éléments préfabriqués, de maçonnerie en briques, de béton armé ou de matière plastique, suivant les indications des plans et les normes indiqués dans le bordereau de soumission.

- L'exécution des regards répond aux détails renseignés dans les plans-types d'exécution et les profils en long ou aux indications du pouvoir adjudicateur.
- Les regards en maçonnerie sont réalisés suivant les indications du bordereau de soumission.
- Tous les regards et ouvrages visitables (déversoirs d'orage) sont munis d'échelons, de crochets ou d'une échelle suivant les indications du bordereau de soumission.
- Pendant l'exécution des travaux et jusqu'à la prise des bétons, la fouille est tenue à sec.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

1. Réglage du fond du regard ;
2. Exécution de la couche du béton de propreté ;
3. Ferrailage du radier de regard.
4. Bétonnage du radier.
5. Ferrailage des parois.
6. Coffrage des parois.
7. Bétonnage des parois.
8. Décoffrage des parois.
9. Ferrailage de la dalle.
10. Coffrage de la dalle.

11. Bétonnage de la dalle.
12. Décoffrage de la dalle (Travaux de canalisation, 2005).

VII.11 Devis quantitatif estimatif :

Ce calcul permet d'estimer le coût total du projet. L'évaluation se fait dès l'étape du schéma de principe, en calculant le coût par mètre linéaire de canalisation posée.

Les principales opérations prises en compte sont :

- La fourniture et la pose des buses.
- La réalisation des regards de chute, de visite ou de jonction.
- Le remblaiement de la tranchée.
- Le transport des terres excédentaires.
- Les travaux de décapage à l'aide de gros engins.
- Le décapage de la tranchée.
- La fourniture et la pose du lit de sable.

VII.11.1 Détermination des différents volumes :

VII.11.1.1 Volumes des déblais des tranchées « Vd » :

a. Forme rectangulaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$V_D = B \cdot L \cdot H_{tr} \text{ (m)} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec : B : largeur de la tranchée (m) ;

a : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille.

L : longueur totale de la tranchée (m).

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m)

B = D + 2.a ; (a = 0.30m)

$$H_{tr} = e + h + D \text{ (m)} \dots\dots\dots(VII.2)$$

Où :

e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e = 0.10m

D : diamètre nominal de la conduite (m)

h : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la couche (m).

VII.11.1.2 Volume du découvert « V » :

Le volume de la couche végétale à décaper est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h' \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(VII.3)$$

Avec :

V : volume de la couche végétale (m³).

h' : la hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m

L : longueur totale de la tranchée (m).

b : la largeur de la couche végétale (m).

VII.11.1. 3 Volume occupé par le lit de pose « VLP » :

Il est donné par la formule suivante :

$$\text{VLP} = e \cdot b \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

Avec :

e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m

L : longueur totale de la tranchée (m).

b : largeur de la tranchée (m).

VII.11.1. 4 Volume de la conduite « Vc » :

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi D^2}{4} \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.5)}$$

Avec :

L : longueur totale de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VII.11.1.5 volume d'eurobanque tamisée « Ve.t » :

Il est exprimé par la formule suivante :

$$\text{Ve.t} = b \cdot (D + 0.20) \cdot L \cdot V_c \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.6)}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VII.3.1.6 Volume du remblai « VR » :

Il est donné par l'expression suivante :

$$V_R = V_{D.F} - V_{\text{evacu  }} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.7)}$$

Avec :

VD.F : volume des déblais foisonnés.

VD.F = VD.Kf (m³) ;

Kf=1.25 (Coefficient de foisonnement)

$$\text{Vevacu  } = \text{VLP} + \text{Vc} + \text{Ve.t (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (\text{VII.8})$$

O   :

VLP : volume occupé par le lit de pose (m³).

Ve.t : volume d'enrobage tamisé (m³).

Vc : volume de la conduite (m³)

Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif du projet :

Tableau VII.36 : Devis estimatif et quantitatif.

N��	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	montant (DA)
I	Travaux de terrassement				
1	Décapage a grande masse	m ³	2236,62	200,00	447 324,15
2	Deblai de tranchée	m ³	18399,25	200,00	3 679 850,00
3	pose lit de sable, e=20cm	m ³	2520,29	500,00	1 260 144,90
4	Remblai de la tranchée	m ³	11569,77	100,00	1 156 976,55
5	Evacuation des deblais excédentaires	m ³	10509,33	300,00	3 152 800,33
6	Grillage avertisseur	ml	9872	50,00	493 600,00
II	Canalisations				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé				
	Canalisation en PVC (CR8)				
1,1	��315mm	ml	4756	3 200,00	15 219 200,00
1,2	��400mm	ml	1639	5 200,00	8 522 800,00
1,3	��500mm	ml	562	9 400,00	5 282 800,00
1,4	��630mm	ml	1867	14 300,00	26 698 100,00
	Canalisation en BA (135A)				
1,5	��800mm	ml	120	7 400,00	888 000,00
1,6	��1000mm	ml	846	12 100,00	10 236 600,00
1,7	��1200mm	ml	85	17 100,00	1 453 500,00
2	Génie civil				
2,1	Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon en fonte				
	Profondeur de 0 �� 2,0 m	U	436	40 000,00	17 440 000,00
2,2	Exécution de bassin de retention en béton armé	U	1	2 400 000,00	2 400 000,00
2,3	Exécution du déversoir d'orage	U	1	300 000,00	300 000,00
				TOT	98 631 695,93
				TVA 19%	18 740 022,23
				total en TTC	117 371 718,15

Conclusion :

Une étude plus approfondie de l'organisation du chantier est indispensable afin d'optimiser le rendement ainsi que la rentabilité, tant sur le plan technique qu'économique. La bonne qualité des matériaux utilisés contribue à améliorer le fonctionnement global du système d'assainissement.

Le choix des conduites a été fait en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national. Par ailleurs, l'estimation des volumes de travaux a permis de déterminer le coût total prévisionnel du projet, qui s'élève à 117 371 718,15 DA . (soit 11,7 milliards de centimes).

Conclusion Générale :

L'étude menée a porté sur le dimensionnement complet d'un système unitaire d'assainissement pour la cité des 6500 logements située à SAFSAF au sud-est de Meftah, dans la wilaya de Blida. Ce travail s'est appuyé sur une analyse rigoureuse des caractéristiques topographiques, géologiques et hydrauliques du site, ainsi que sur les données démographiques et les flux à évacuer.

Face à l'absence totale d'infrastructure existante, le projet a visé à concevoir un réseau à la fois robuste, fonctionnel et évolutif, capable de répondre aux besoins immédiats de la population, tout en anticipant les exigences futures liées à l'urbanisation. Pour renforcer sa pérennité, un léger surdimensionnement a été appliqué à certains tronçons critiques.

Le choix des matériaux a été raisonné : des conduites en PVC ont été retenues pour les petits et moyens diamètres, pour leur légèreté, facilité de pose et bonne étanchéité, tandis que les grandes sections sont en béton armé, assurant résistance mécanique et durabilité dans le temps.

Dans le but de maîtriser les débits pluviaux en période de forte précipitation, un déversoir d'orage (DVO) et un bassin de retenue ont été intégrés à la conception. Ces ouvrages permettent d'atténuer les risques de surcharge et d'inondation, tout en améliorant le fonctionnement hydraulique global du système.

Au-delà de l'aspect technique, cette étude contribue à préserver le cadre de vie urbain, à réduire l'impact environnemental des eaux usées, et à renforcer la résilience des infrastructures locales face aux aléas climatiques. Elle constitue ainsi une base concrète et opérationnelle pour la réalisation d'un système d'assainissement durable, conforme aux normes sanitaires et environnementales, et adapté aux réalités du terrain.

Références Bibliographiques

- SALAH, B., 1993 « polycopié d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA
- DERNOUNI.F. (Cours d'assainissement, ENSH2004)
- REGIS, B, 1984 « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
- TOUAIBIA, B, 2003, « Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA
- TOUAIBIA, B, 2004 « Manuel pratique d'hydrologie »
- GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris perspective », Paris
- Régis, BOURRIER. 1981. Les réseaux d'assainissement, calculs, applications et perspectives. Lavoisier. Paris.
- François G, Brière, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- NONCLERCO. P. (Le calcul statique des collecteurs urbains, 3eme partie)
- BOUNADER. E, Thèse pour obtenir le grade de Docteur, Conduit de diagnostic, et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines, Formation doctorale : conception en bâtiment, et techniques urbaines, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon1998
- BELHOCINE. H, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cherchell (W.Tipaza), ENSH 2002.
- FALIA, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Etude de diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Oued-Rhiou (W.Relizane) ENSH septembre 1999.
- AGENCE DE L'EAU Artois-Picardie, 1999 « Guide du raccordement à l'égout », format PDF STPM CHIALI, édition 2005, « catalogue technique des tubes en PVC ».
- Antoine,M. (2018)

ANNEXES

ANNEXE I

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

k	γ										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

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

ANNEXE II

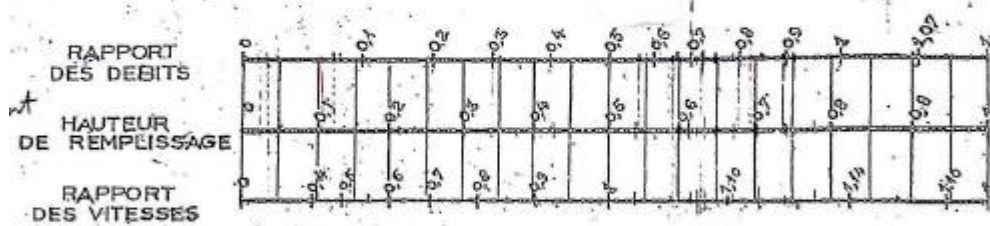
Coefficient de Manning-strickler (ks).

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

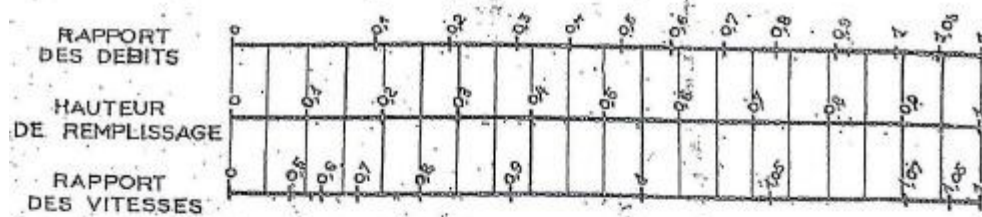
ANNEXE III

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

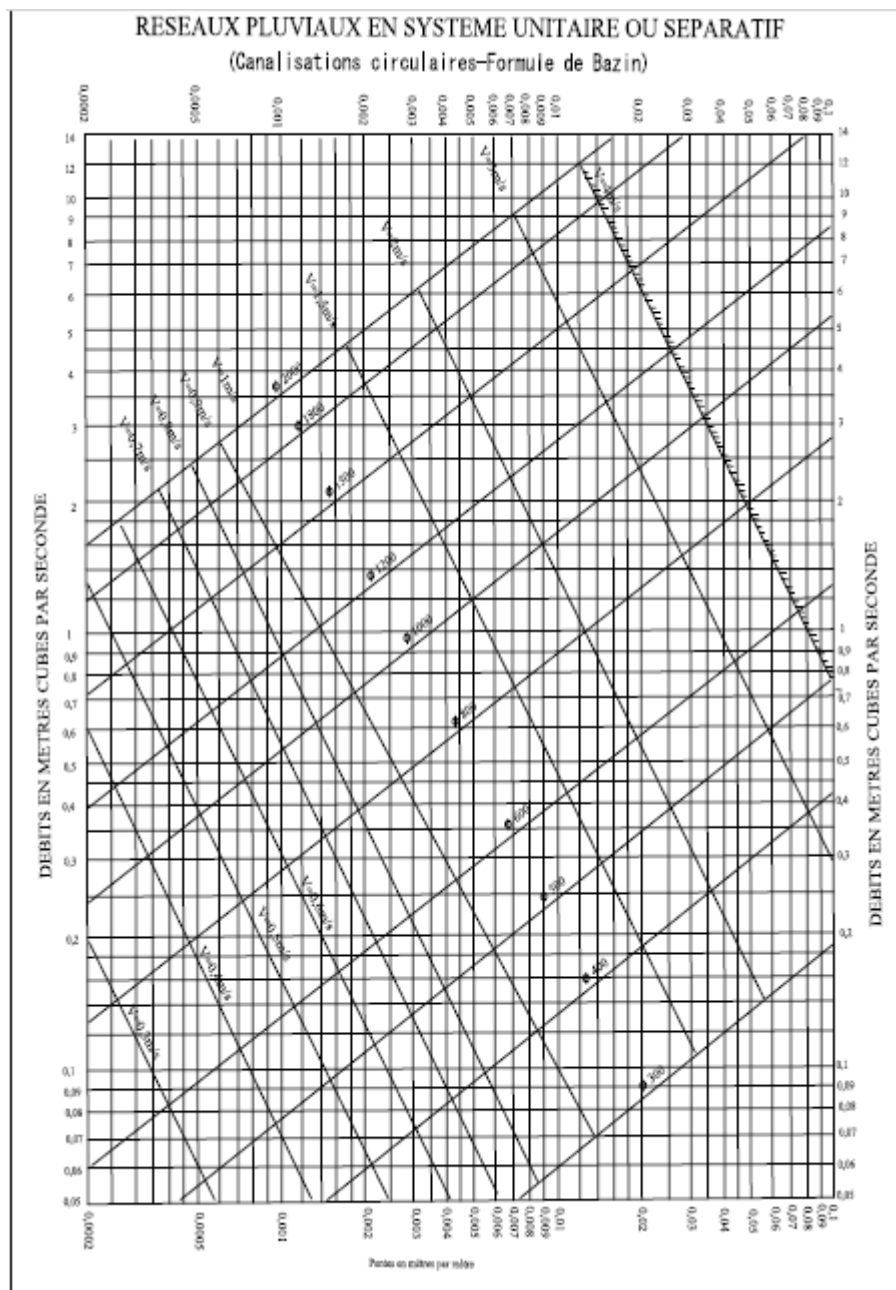


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

ANNEXE IV

Annexe IV: Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin



ANNEXE V

Coll	Tron	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Queu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
CP01-02	R71-R01	218,14	216,29	37	0,05	0,932	0,047	0,98	100	478,74	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,90	1,426	329,07	Autocurage vérifié
	R1-R2	216,29	215,32	30	0,032	0,932	0,047	0,98	100	519,52	630	4,69	1,46	0,67	1,06	0,60	4,98	1,291	379,25	Autocurage vérifié
	R2-R3	215,32	214,72	30	0,02	0,932	0,047	0,98	100	568,48	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,08	1,155	444,69	Autocurage vérifié
	R3-R4	214,72	214,12	30	0,02	0,932	0,047	0,98	100	568,48	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,08	1,155	444,69	Autocurage vérifié
	R4-R5	214,12	213,52	30	0,02	0,932	0,047	0,98	100	568,48	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,08	1,155	444,69	Autocurage vérifié
	R5-R6	213,52	212,92	30	0,02	0,932	0,047	0,98	100	568,48	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,08	1,155	444,69	Autocurage vérifié
	R6-R7	211,92	210,42	30	0,05	0,932	0,047	0,98	100	478,74	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,90	1,426	329,07	Autocurage vérifié
	R7-R8	208,82	207,32	30	0,05	0,932	0,047	0,98	100	478,74	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,90	1,426	329,07	Autocurage vérifié
	R8-R9	206,02	204,77	25,02	0,05	0,932	0,047	0,98	100	478,74	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,90	1,426	329,07	Autocurage vérifié
	R9-R10	204,77	204,27	25,00	0,020	1,078	0,056	1,13	100	600,65	630	3,69	1,15	0,99	1,13	0,81	4,18	1,269	510,67	Autocurage vérifié
	R10-R11	204,27	203,97	30	0,02	1,101	0,0574	1,16	100	605,51	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,20	1,285	524,29	Autocurage vérifié
	R11-R12	203,97	203,72	25,01	0,02	1,101	0,0574	1,16	100	605,51	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,20	1,285	524,29	Autocurage vérifié

R12-R13	203,72	203,12	30	0,02	1,101	0,0574	1,16	100	605,51	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,20	1,285	524,29	Autocurage vérifie
R13-R14	203,12	202,42	34,9	0,02	1,101	0,0574	1,16	100	605,51	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,20	1,285	524,29	Autocurage vérifie
R14-R15	202,42	201,82	30	0,02	1,101	0,0574	1,16	100	605,51	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,20	1,285	524,29	Autocurage vérifie
R15-R16	201,82	201,22	30,02	0,02	1,101	0,0574	1,16	100	605,51	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,20	1,285	524,29	Autocurage vérifie
R16-R17	200,22	199,57	13	0,05	1,122	0,0586	1,18	100	513,57	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,16	1,607	372,00	Autocurage vérifie
R17-R17- I	197,94	197,14	15,8	0,05	1,122	0,0586	1,18	100	513,57	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,16	1,607	372,00	Autocurage vérifie
R17-I- R18	194,83	193,99	16,8	0,05	1,122	0,0586	1,18	100	513,57	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,16	1,607	372,00	Autocurage vérifie
R18-R19	191,99	189,49	25	0,1	1,122	0,0586	1,18	100	450,98	630	5,91	1,84	0,64	1,05	0,59	6,22	1,618	368,75	Autocurage vérifie
R19-R20	187,57	186,94	12,5	0,05	1,122	0,0586	1,18	100	513,57	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,16	1,607	372,00	Autocurage vérifie
R20-R21	182,92	182,29	12,5	0,05	1,122	0,0586	1,18	100	513,57	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,16	1,607	372,00	Autocurage vérifie
R21-R22	181,07	180,46	12,21	0,05	1,122	0,0586	1,18	100	513,57	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,16	1,607	372,00	Autocurage vérifie
R22-R23	177,85	177,24	12,21	0,05	1,122	0,0586	1,18	100	513,57	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,16	1,607	372,00	Autocurage vérifie
R23-R24	177,24	175,73	30	0,05036	1,531	0,083	1,61	100	576,68	630	5,85	1,82	0,88	1,11	0,73	6,52	1,941	458,52	Autocurage vérifie
R24-R25	175,73	174,83	30	0,03	1,531	0,083	1,61	75	707,90	800	5,30	2,66	0,61	1,04	0,56	5,51	1,434	451,80	Autocurage vérifie

	R25-R26	174,83	174,23	30	0,02	1,531	0,083	1,61	75	763,81	800	4,33	2,18	0,74	1,08	0,64	4,69	1,306	513,59	Autocurage vérifie
	R26-R27	174,23	173,63	30	0,02	1,531	0,083	1,61	75	763,81	800	4,33	2,18	0,74	1,08	0,64	4,69	1,306	513,59	Autocurage vérifie
	R27-R28	173,63	173,03	30	0,02	1,531	0,083	1,61	75	763,81	800	4,33	2,18	0,74	1,08	0,64	4,69	1,306	513,59	Autocurage vérifie
	R28-DVO	173,03	172,84	9,11	0,02	3,864	0,206	4,07	75	1080,49	1200	5,68	6,42	0,63	1,05	0,58	5,97	1,561	697,58	Autocurage vérifie
CP02-02	R76-R77	227,23	224,53	30	0,09	0,182	0,01	0,19	100	232,77	315	5,47	0,43	0,45	0,96	0,46	5,26	1,268	145,12	Autocurage vérifie
	R77-R78	222,83	220,52	38,4	0,06	0,182	0,01	0,19	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,54	1,156	167,37	Autocurage vérifie
	R78-R79	218,82	216,54	38	0,06	0,182	0,01	0,19	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,54	1,156	167,37	Autocurage vérifie
	R79-R80	215,04	213,6	24,03	0,06	0,182	0,01	0,19	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,54	1,156	167,37	Autocurage vérifie
	R82-R81	212,2	210,4	30	0,06	0,182	0,01	0,19	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,54	1,156	167,37	Autocurage vérifie
	R81-R82	208,9	207,1	30	0,06	0,182	0,01	0,19	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,54	1,156	167,37	Autocurage vérifie
	R82-R83	205,1	202,69	40,16	0,06	0,182	0,01	0,19	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,54	1,156	167,37	Autocurage vérifie
	R83-R84	201,19	199,39	29,99	0,06	0,358	0,02	0,38	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,38	1,398	218,23	Autocurage vérifie
	R84-R85	197,89	196,09	30	0,06	0,358	0,02	0,38	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,38	1,398	218,23	Autocurage vérifie
	R85-R86	193,59	191,49	35	0,06	0,358	0,02	0,38	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,38	1,398	218,23	Autocurage vérifie

CS01	R86-R87	189,79	187,69	35	0,06	0,358	0,02	0,38	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,38	1,398	218,23	Autocurage vérifie
	R87-R88	186,93	185,33	32	0,05	0,358	0,02	0,38	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,01	1,341	231,53	Autocurage vérifie
	R88-R89	185,33	183,58	35	0,05	0,358	0,02	0,38	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,01	1,341	231,53	Autocurage vérifie
	R89-R90	183,58	181,83	35	0,05	0,358	0,02	0,38	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,01	1,341	231,53	Autocurage vérifie
	R90-R91	181,83	180,08	35	0,05	0,358	0,02	0,38	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,01	1,341	231,53	Autocurage vérifie
	R91-R92	180,08	178,58	30	0,05	0,358	0,02	0,38	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,01	1,341	231,53	Autocurage vérifie
	R92-R93	178,58	177,08	30	0,05	0,358	0,02	0,38	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,01	1,341	231,53	Autocurage vérifie
	R93-R94	177,08	175,44	32,73	0,05	0,358	0,02	0,38	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,01	1,341	231,53	Autocurage vérifie
	R94-R95	175,44	174,23	24,29	0,05	0,672	0,038	0,71	100	424,40	500	5,55	1,09	0,65	1,06	0,59	5,86	1,596	295,83	Autocurage vérifie
	R95-R96	174,23	173,63	30	0,02	0,672	0,038	0,71	100	503,96	630	4,10	1,28	0,56	1,02	0,53	4,18	1,081	336,17	Autocurage vérifie
	R96-R28	173,63	173,03	30	0,02	0,672	0,038	0,71	100	503,96	630	4,10	1,28	0,56	1,02	0,53	4,18	1,081	336,17	Autocurage vérifie
	R29-R30	206,85	205,4	29,11	0,05	0,021	0,0012	0,02	100	115,73	315	4,07	0,08	0,27	0,80	0,32	3,26	0,729	99,44	Autocurage vérifie
	R30-R31	205,4	204,8	29,66	0,02	0,021	0,0012	0,02	100	137,42	315	2,58	0,08	0,27	0,80	0,32	2,07	0,464	100,31	Autocurage vérifie
	R31-R9	204,8	204,63	17,54	0,01	0,021	0,0012	0,02	100	156,49	315	1,82	0,06	0,39	0,92	0,41	1,67	0,397	129,85	Autocurage vérifie

R43-R44	207,55	206,99	28	0,02	0,154	0,0087	0,16	100	290,03	315	2,58	0,20	0,81	1,10	0,68	2,83	0,832	214,48	Autocurage vérifie
R44-R45	206,99	206,41	29	0,02	0,154	0,0087	0,16	100	290,03	315	2,58	0,20	0,81	1,10	0,68	2,83	0,832	214,48	Autocurage vérifie
R45-R46	205,7	202,98	34	0,08	0,154	0,0087	0,16	100	223,64	315	5,15	0,40	0,41	0,93	0,43	4,79	1,144	134,14	Autocurage vérifie
R46-R47	202,98	200,9	26	0,08	0,154	0,0087	0,16	100	223,64	315	5,15	0,40	0,41	0,93	0,43	4,79	1,144	134,14	Autocurage vérifie
R47-R48	198,1	195,7	30	0,08	0,154	0,0087	0,16	100	223,64	315	5,15	0,40	0,41	0,93	0,43	4,79	1,144	134,14	Autocurage vérifie
R48-R49	194	191,2	35	0,08	0,174	0,01	0,18	100	234,20	315	5,15	0,40	0,46	0,97	0,47	4,98	1,234	146,85	Autocurage vérifie
R49-R50	190,36	189,7	11	0,06	0,174	0,01	0,18	100	247,18	315	4,46	0,35	0,53	1,01	0,52	4,49	1,156	162,58	Autocurage vérifie
R50-R51	189,7	188,5	20	0,06	0,174	0,01	0,18	100	247,18	315	4,46	0,35	0,53	1,01	0,52	4,49	1,156	162,58	Autocurage vérifie
R51-R52	188,5	188,2	30	0,01	0,174	0,01	0,18	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,28	0,637	244,24	Autocurage vérifie
R52-R53	188,2	187,9	30	0,01	0,174	0,01	0,18	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,28	0,637	244,24	Autocurage vérifie
R53-R54	187,9	187,63	27	0,01	0,174	0,01	0,18	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,28	0,637	244,24	Autocurage vérifie
R54-R55	187,63	187,25	38	0,01	0,174	0,01	0,18	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,28	0,637	244,24	Autocurage vérifie
R55-R56	187,25	186,95	30	0,01	0,174	0,01	0,18	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,28	0,637	244,24	Autocurage vérifie
R56-R57	186,95	186,65	30	0,01	0,174	0,01	0,18	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,28	0,637	244,24	Autocurage vérifie

	R75-R67	196,38	196,2	18,06	0,01	0,04	0,0024	0,04	100	199,47	315	1,82	0,14	0,30	0,83	0,34	1,52	0,353	106,79	Autocurage vérifie
CS 05	R66-R67	199,7	197,2	25	0,1	0,025	0,0015	0,03	100	108,60	315	5,76	0,18	0,15	0,61	0,21	3,49	0,749	64,80	Autocurage vérifie
	R67-R68	196,1	193,8	23	0,1	0,07	0,004	0,07	100	159,62	315	5,76	0,45	0,16	0,64	0,22	3,69	0,780	70,21	Autocurage vérifie
	R68-R69	191,86	188,86	30	0,1	0,07	0,004	0,07	100	159,62	315	5,76	0,45	0,16	0,64	0,22	3,69	0,780	70,21	Autocurage vérifie
	R69-R57	188,86	186,84	20,28	0,1	0,07	0,004	0,07	100	159,62	315	5,76	0,45	0,16	0,64	0,22	3,69	0,780	70,21	Autocurage vérifie
	R32-R33	215,42	214,74	34	0,02	0,125	0,0074	0,13	100	268,46	315	2,58	0,20	0,66	1,06	0,60	2,73	0,763	187,83	Autocurage vérifie
CS 06	R33-R34	214,74	214,06	34	0,02	0,125	0,0074	0,13	100	268,46	315	2,58	0,20	0,66	1,06	0,60	2,73	0,763	187,83	Autocurage vérifie
	R34-R35	214,06	213,6	22,975	0,02	0,125	0,0074	0,13	100	268,46	315	2,58	0,20	0,66	1,06	0,60	2,73	0,763	187,83	Autocurage vérifie
	R35-R36	212,6	210,83	29,468	0,06	0,125	0,0074	0,13	100	218,48	315	4,46	0,35	0,38	0,91	0,41	4,06	0,981	128,05	Autocurage vérifie
	R36-R37	209,83	207,43	40	0,06	0,125	0,0074	0,13	100	218,48	315	4,46	0,35	0,38	0,91	0,41	4,06	0,981	128,05	Autocurage vérifie
	R37-R9	206,63	205,13	25,104	0,06	0,125	0,0074	0,13	100	218,48	315	4,46	0,35	0,38	0,91	0,41	4,06	0,981	128,05	Autocurage vérifie
CS 07	R38-R39	206,24	205,03	24,23	0,05	0,023	0,0014	0,02	100	119,90	315	4,07	0,13	0,19	0,69	0,25	2,79	0,619	77,54	Autocurage vérifie
	R39-R10	205,03	204,53	9,9924	0,05	0,023	0,0014	0,02	100	119,90	315	4,07	0,13	0,19	0,69	0,25	2,79	0,619	77,54	Autocurage vérifie
	R40-R41	205,86	204,73	11,313	0,1	0,021	0,0012	0,02	100	101,62	315	5,76	0,12	0,19	0,69	0,25	3,96	0,850	77,82	Autocurage vérifie

CS13	R103- R104	198,48	197,88	30,014	0,02	0,103	0,0059	0,11	100	249,49	315	2,58	0,20	0,54	1,01	0,52	2,61	0,675	165,37	Autocurage vérifie
	R104- R105	197,88	196,08	30,011	0,06	0,103	0,0059	0,11	100	203,05	315	4,46	0,35	0,31	0,85	0,35	3,78	0,866	110,62	Autocurage vérifie
	R105- R106	195,43	194,05	23	0,06	0,103	0,0059	0,11	100	203,05	315	4,46	0,35	0,31	0,85	0,35	3,78	0,866	110,62	Autocurage vérifie
	R106- R107	194,05	192,15	31,722	0,06	0,143	0,0082	0,15	100	229,64	315	4,46	0,35	0,44	0,95	0,45	4,24	1,038	141,33	Autocurage vérifie
	R107- R108	192,15	190,35	29,984	0,06	0,143	0,0082	0,15	100	229,64	315	4,46	0,35	0,44	0,95	0,45	4,24	1,038	141,33	Autocurage vérifie
	R108- R109	190,35	189,62	36,407	0,02	0,143	0,0082	0,15	100	282,17	315	2,58	0,20	0,75	1,09	0,65	2,80	0,806	204,22	Autocurage vérifie
	R109- R110	187,02	186,3	6	0,12	0,314	0,018	0,33	100	270,83	315	5,68	0,44	0,75	1,08	0,65	6,16	1,774	203,70	Autocurage vérifie
	R110- R111	182,77	182,05	6	0,12	0,314	0,018	0,33	100	270,83	315	5,68	0,44	0,75	1,08	0,65	6,16	1,774	203,70	Autocurage vérifie
	R111- R94	178,05	176,56	12,437	0,12	0,314	0,018	0,33	100	270,83	315	5,68	0,44	0,75	1,08	0,65	6,16	1,774	203,70	Autocurage vérifie

Coll	Tron	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
CP01-02	R71-R01	218,14	216,29	37	0,05	0,932	0,047	0,979	100	478,74141	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,896	1,426	329,071	Autocurage vérifié
	R1-R2	216,29	215,32	30	0,03233	0,932	0,047	0,979	100	519,51537	630	4,69	1,46	0,67	1,06	0,60	4,981	1,291	379,252	Autocurage vérifié
	R2-R3	215,32	214,72	30	0,02	0,932	0,047	0,979	100	568,47941	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,085	1,155	444,688	Autocurage vérifié
	R3-R4	214,72	214,12	30	0,02	0,932	0,047	0,979	100	568,47941	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,085	1,155	444,688	Autocurage vérifié
	R4-R5	214,12	213,52	30	0,02	0,932	0,047	0,979	100	568,47941	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,085	1,155	444,688	Autocurage vérifié
	R5-R6	213,52	212,92	30	0,02	0,932	0,047	0,979	100	568,47941	630	3,69	1,15	0,85	1,11	0,71	4,085	1,155	444,688	Autocurage vérifié
	R6-R7	211,92	210,42	30	0,05	0,932	0,047	0,979	100	478,74141	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,896	1,426	329,071	Autocurage vérifié
	R7-R8	208,82	207,32	30	0,05	0,932	0,047	0,979	100	478,74141	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,896	1,426	329,071	Autocurage vérifié
	R8-R9	206,02	204,77	25,022	0,05	0,932	0,047	0,979	100	478,74141	630	5,83	1,82	0,54	1,01	0,52	5,896	1,426	329,071	Autocurage vérifié
	R9-R10	204,77	204,27	25,002	0,02001	1,078	0,056	1,134	100	600,64599	630	3,69	1,15	0,99	1,13	0,81	4,185	1,269	510,670	Autocurage vérifié
	R10-R11	204,27	203,97	30	0,02	1,101	0,0574	1,1584	100	605,50563	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,200	1,285	524,293	Autocurage vérifié
	R11-R12	203,97	203,72	25,015	0,02	1,101	0,0574	1,1584	100	605,50563	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,200	1,285	524,293	Autocurage vérifié
	R12-R13	203,72	203,12	30	0,02	1,101	0,0574	1,1584	100	605,50563	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,200	1,285	524,293	Autocurage vérifié

R13- R14	203,12	202,42	34,993	0,02	1,101	0,0574	1,1584	100	605,50563	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,200	1,285	524,293	Autocurage vérifie
R14- R15	202,42	201,82	30	0,02	1,101	0,0574	1,1584	100	605,50563	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,200	1,285	524,293	Autocurage vérifie
R15- R16	201,82	201,22	30,028	0,02	1,101	0,0574	1,1584	100	605,50563	630	3,69	1,15	1,01	1,14	0,83	4,200	1,285	524,293	Autocurage vérifie
R16- R17	200,22	199,57	13	0,05	1,122	0,0586	1,1806	100	513,56572	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,156	1,607	371,995	Autocurage vérifie
R17- R17-1	197,94	197,14	15,869	0,05	1,122	0,0586	1,1806	100	513,56572	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,156	1,607	371,995	Autocurage vérifie
R17- 1-R18	194,83	193,99	16,841	0,05	1,122	0,0586	1,1806	100	513,56572	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,156	1,607	371,995	Autocurage vérifie
R18- R19	191,99	189,49	25	0,1	1,122	0,0586	1,1806	100	450,97545	630	5,91	1,84	0,64	1,05	0,59	6,225	1,618	368,745	Autocurage vérifie
R19- R20	187,57	186,94	12,5	0,05	1,122	0,0586	1,1806	100	513,56572	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,156	1,607	371,995	Autocurage vérifie
R20- R21	182,92	182,29	12,5	0,05	1,122	0,0586	1,1806	100	513,56572	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,156	1,607	371,995	Autocurage vérifie
R21- R22	181,07	180,46	12,217	0,05	1,122	0,0586	1,1806	100	513,56572	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,156	1,607	371,995	Autocurage vérifie
R22- R23	177,85	177,24	12,217	0,05	1,122	0,0586	1,1806	100	513,56572	630	5,83	1,82	0,65	1,06	0,59	6,156	1,607	371,995	Autocurage vérifie
R23- R24	177,24	175,73	30	0,05036	1,531	0,083	1,614	100	576,67984	630	5,85	1,82	0,88	1,11	0,73	6,521	1,941	458,516	Autocurage vérifie
R24- R25	175,73	174,83	30	0,03	1,531	0,083	1,614	75	707,89684	800	5,30	2,66	0,61	1,04	0,56	5,513	1,434	451,803	Autocurage vérifie
R25- R26	174,83	174,23	30	0,02	1,531	0,083	1,614	75	763,81307	800	4,33	2,18	0,74	1,08	0,64	4,686	1,306	513,590	Autocurage vérifie

CP02-02	R26-R27	174,23	173,63	30	0,02	1,531	0,083	1,614	75	763,81307	800	4,33	2,18	0,74	1,08	0,64	4,686	1,306	513,590	Autocurage vérifie
	R27-R28	173,63	173,03	30	0,02	1,531	0,083	1,614	75	763,81307	800	4,33	2,18	0,74	1,08	0,64	4,686	1,306	513,590	Autocurage vérifie
	R28-DVO	173,03	172,84	9,1136	0,02	3,864	0,206	4,07	75	1080,491	1200	5,68	6,42	0,63	1,05	0,58	5,965	1,561	697,576	Autocurage vérifie
	R76-R77	227,23	224,53	30	0,09	0,182	0,01	0,192	100	232,77	315	5,47	0,43	0,45	0,96	0,46	5,256	1,268	145,119	Autocurage vérifie
	R77-R78	222,83	220,52	38,441	0,06	0,182	0,01	0,192	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,540	1,156	167,367	Autocurage vérifie
	R78-R79	218,82	216,54	38	0,06	0,182	0,01	0,192	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,540	1,156	167,367	Autocurage vérifie
	R79-R80	215,04	213,6	24,034	0,06	0,182	0,01	0,192	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,540	1,156	167,367	Autocurage vérifie
	R82-R81	212,2	210,4	30	0,06	0,182	0,01	0,192	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,540	1,156	167,367	Autocurage vérifie
	R81-R82	208,9	207,1	30	0,06	0,182	0,01	0,192	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,540	1,156	167,367	Autocurage vérifie
	R82-R83	205,1	202,69	40,166	0,06	0,182	0,01	0,192	100	251,16	315	4,46	0,35	0,55	1,02	0,53	4,540	1,156	167,367	Autocurage vérifie
	R83-R84	201,19	199,39	29,993	0,06	0,358	0,02	0,378	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,379	1,398	218,226	Autocurage vérifie
	R84-R85	197,89	196,09	30	0,06	0,358	0,02	0,378	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,379	1,398	218,226	Autocurage vérifie
	R85-R86	193,59	191,49	35	0,06	0,358	0,02	0,378	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,379	1,398	218,226	Autocurage vérifie
	R86-R87	189,79	187,69	35	0,06	0,358	0,02	0,378	100	323,80	400	5,24	0,66	0,57	1,03	0,55	5,379	1,398	218,226	Autocurage vérifie

	R87- R88	186,93	185,33	32	0,05	0,358	0,02	0,378	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,013	1,341	231,533	Autocurage vérifie
	R88- R89	185,33	183,58	35	0,05	0,358	0,02	0,378	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,013	1,341	231,533	Autocurage vérifie
	R89- R90	183,58	181,83	35	0,05	0,358	0,02	0,378	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,013	1,341	231,533	Autocurage vérifie
	R90- R91	181,83	180,08	35	0,05	0,358	0,02	0,378	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,013	1,341	231,533	Autocurage vérifie
	R91- R92	180,08	178,58	30	0,05	0,358	0,02	0,378	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,013	1,341	231,533	Autocurage vérifie
	R92- R93	178,58	177,08	30	0,05	0,358	0,02	0,378	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,013	1,341	231,533	Autocurage vérifie
	R93- R94	177,08	175,44	32,735	0,05	0,358	0,02	0,378	100	335,06	400	4,78	0,60	0,63	1,05	0,58	5,013	1,341	231,533	Autocurage vérifie
	R94- R95	175,44	174,23	24,29	0,05	0,672	0,038	0,71	100	424,40	500	5,55	1,09	0,65	1,06	0,59	5,863	1,596	295,830	Autocurage vérifie
	R95- R96	174,23	173,63	30	0,02	0,672	0,038	0,71	100	503,96	630	4,10	1,28	0,56	1,02	0,53	4,177	1,081	336,175	Autocurage vérifie
	R96- R28	173,63	173,03	30	0,02	0,672	0,038	0,71	100	503,96	630	4,10	1,28	0,56	1,02	0,53	4,177	1,081	336,175	Autocurage vérifie
	R29- R30	206,85	205,4	29,11	0,05	0,021	0,0012	0,0222	100	115,73	315	4,07	0,08	0,27	0,80	0,32	3,258	0,729	99,442	Autocurage vérifie
CS01	R30- R31	205,4	204,8	29,668	0,02	0,021	0,0012	0,0222	100	137,42	315	2,58	0,08	0,27	0,80	0,32	2,070	0,464	100,307	Autocurage vérifie
	R31- R9	204,8	204,63	17,543	0,01	0,021	0,0012	0,0222	100	156,49	315	1,82	0,06	0,39	0,92	0,41	1,669	0,397	129,852	Autocurage vérifie
CS02	R43- R44	207,55	206,99	28	0,02	0,154	0,0087	0,1627	100	290,03	315	2,58	0,20	0,81	1,10	0,68	2,830	0,832	214,477	Autocurage vérifie

R44- R45	206,99	206,41	29	0,02	0,154	0,0087	0,1627	100	290,03	315	2,58	0,20	0,81	1,10	0,68	2,830	0,832	214,477	Autocurage vérifie
R45- R46	205,7	202,98	34	0,08	0,154	0,0087	0,1627	100	223,64	315	5,15	0,40	0,41	0,93	0,43	4,790	1,144	134,144	Autocurage vérifie
R46- R47	202,98	200,9	26	0,08	0,154	0,0087	0,1627	100	223,64	315	5,15	0,40	0,41	0,93	0,43	4,790	1,144	134,144	Autocurage vérifie
R47- R48	198,1	195,7	30	0,08	0,154	0,0087	0,1627	100	223,64	315	5,15	0,40	0,41	0,93	0,43	4,790	1,144	134,144	Autocurage vérifie
R48- R49	194	191,2	35	0,08	0,174	0,01	0,184	100	234,20	315	5,15	0,40	0,46	0,97	0,47	4,980	1,234	146,852	Autocurage vérifie
R49- R50	190,36	189,7	11	0,06	0,174	0,01	0,184	100	247,18	315	4,46	0,35	0,53	1,01	0,52	4,491	1,156	162,584	Autocurage vérifie
R50- R51	189,7	188,5	20	0,06	0,174	0,01	0,184	100	247,18	315	4,46	0,35	0,53	1,01	0,52	4,491	1,156	162,584	Autocurage vérifie
R51- R52	188,5	188,2	30	0,01	0,174	0,01	0,184	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,280	0,637	244,238	Autocurage vérifie
R52- R53	188,2	187,9	30	0,01	0,174	0,01	0,184	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,280	0,637	244,238	Autocurage vérifie
R53- R54	187,9	187,63	27	0,01	0,174	0,01	0,184	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,280	0,637	244,238	Autocurage vérifie
R54- R55	187,63	187,25	38	0,01	0,174	0,01	0,184	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,280	0,637	244,238	Autocurage vérifie
R55- R56	187,25	186,95	30	0,01	0,174	0,01	0,184	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,280	0,637	244,238	Autocurage vérifie
R56- R57	186,95	186,65	30	0,01	0,174	0,01	0,184	100	345,88	400	2,14	0,27	0,69	1,07	0,61	2,280	0,637	244,238	Autocurage vérifie
R57- R58	185,15	182,45	27	0,1	0,244	0,014	0,258	100	254,96	400	6,31	0,79	0,33	0,86	0,36	5,425	1,252	144,549	Autocurage vérifie

CS 05	R66- R67	199,7	197,2	25	0,1	0,025	0,0015	0,0265	100	108,60	315	5,76	0,18	0,15	0,61	0,21	3,486	0,749	64,803	Autocurage vérifie
	R67- R68	196,1	193,8	23	0,1	0,07	0,004	0,074	100	159,62	315	5,76	0,45	0,16	0,64	0,22	3,690	0,780	70,210	Autocurage vérifie
	R68- R69	191,86	188,86	30	0,1	0,07	0,004	0,074	100	159,62	315	5,76	0,45	0,16	0,64	0,22	3,690	0,780	70,210	Autocurage vérifie
	R69- R57	188,86	186,84	20,288	0,1	0,07	0,004	0,074	100	159,62	315	5,76	0,45	0,16	0,64	0,22	3,690	0,780	70,210	Autocurage vérifie
CS 06	R32- R33	215,42	214,74	34	0,02	0,125	0,0074	0,1324	100	268,46	315	2,58	0,20	0,66	1,06	0,60	2,728	0,763	187,827	Autocurage vérifie
	R33- R34	214,74	214,06	34	0,02	0,125	0,0074	0,1324	100	268,46	315	2,58	0,20	0,66	1,06	0,60	2,728	0,763	187,827	Autocurage vérifie
	R34- R35	214,06	213,6	22,975	0,02	0,125	0,0074	0,1324	100	268,46	315	2,58	0,20	0,66	1,06	0,60	2,728	0,763	187,827	Autocurage vérifie
	R35- R36	212,6	210,83	29,468	0,06	0,125	0,0074	0,1324	100	218,48	315	4,46	0,35	0,38	0,91	0,41	4,062	0,981	128,052	Autocurage vérifie
	R36- R37	209,83	207,43	40	0,06	0,125	0,0074	0,1324	100	218,48	315	4,46	0,35	0,38	0,91	0,41	4,062	0,981	128,052	Autocurage vérifie
	R37- R9	206,63	205,13	25,104	0,06	0,125	0,0074	0,1324	100	218,48	315	4,46	0,35	0,38	0,91	0,41	4,062	0,981	128,052	Autocurage vérifie
	R38- R39	206,24	205,03	24,23	0,05	0,023	0,0014	0,0244	100	119,90	315	4,07	0,13	0,19	0,69	0,25	2,793	0,619	77,537	Autocurage vérifie
	R39- R10	205,03	204,53	9,9924	0,05	0,023	0,0014	0,0244	100	119,90	315	4,07	0,13	0,19	0,69	0,25	2,793	0,619	77,537	Autocurage vérifie
CS 07	R40- R41	205,86	204,73	11,313	0,1	0,021	0,0012	0,0222	100	101,62	315	5,76	0,12	0,19	0,69	0,25	3,959	0,850	77,816	Autocurage vérifie
	R41- R42	203,73	202,6	11,313	0,1	0,021	0,0012	0,0222	100	101,62	315	5,76	0,12	0,19	0,69	0,25	3,959	0,850	77,816	Autocurage vérifie

R104- R105	197,88	196,08	30,011	0,06	0,103	0,0059	0,1089	100	203,05	315	4,46	0,35	0,31	0,85	0,35	3,781	0,866	110,621	Autocurage vérifie
R105- R106	195,43	194,05	23	0,06	0,103	0,0059	0,1089	100	203,05	315	4,46	0,35	0,31	0,85	0,35	3,781	0,866	110,621	Autocurage vérifie
R106- R107	194,05	192,15	31,722	0,06	0,143	0,0082	0,1512	100	229,64	315	4,46	0,35	0,44	0,95	0,45	4,244	1,038	141,330	Autocurage vérifie
R107- R108	192,15	190,35	29,984	0,06	0,143	0,0082	0,1512	100	229,64	315	4,46	0,35	0,44	0,95	0,45	4,244	1,038	141,330	Autocurage vérifie
R108- R109	190,35	189,62	36,407	0,02	0,143	0,0082	0,1512	100	282,17	315	2,58	0,20	0,75	1,09	0,65	2,796	0,806	204,222	Autocurage vérifie
R109- R110	187,02	186,3	6	0,12	0,314	0,018	0,332	100	270,83	315	5,68	0,44	0,75	1,08	0,65	6,159	1,774	203,699	Autocurage vérifie
R110- R111	182,77	182,05	6	0,12	0,314	0,018	0,332	100	270,83	315	5,68	0,44	0,75	1,08	0,65	6,159	1,774	203,699	Autocurage vérifie
R111- R94	178,05	176,56	12,437	0,12	0,314	0,018	0,332	100	270,83	315	5,68	0,44	0,75	1,08	0,65	6,159	1,774	203,699	Autocurage vérifie