الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵢⵓⵜ ⵜⵉⵣⵣⵉⵔⵉⵜ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵙⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

Etude du systéme d'assainissement urabin de la ville de Saada (W.Relizane)

Présenté par :
Kerras Mohammed el Amine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI ABDELHADI	M.C.A	Président
BELLABAS SALIMA	M.C.B	Examinateur
DAHMANE MOULOUD	M.C.B	Examinateur
Toumi Samir	M.C.A	Promoteur

Session : Septembre 2024

Dédicace

Du plus profond de mon cœur, je dédie ce travail en témoignage d'amour, de respect et de gratitude :

À mes chers parents :

Tayeb et **Souad**, pour leur soutien, leur patience et leurs sacrifices tout au long de mes études et pendant ce projet. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je deviendrai demain. Je m'efforcerai toujours de rester votre fierté et de ne jamais vous décevoir. Que Dieu, le Tout-Puissant, vous préserve, vous accorde santé, bonheur et vous protège de tout mal.

À mes chères sœurs :

Hadjer, Soumia

A mes chers amis :

Alae Eeddin, Ilyas, Osman, Nadjib, Omar, Hichem, Abdou,Mehdi, Kada, Hakim

À tous ceux qui m'ont apporté leur aide :

Aya, Omar

Remerciements

Tout d'abord, je souhaite remercier le Dieu tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté nécessaires pour accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mon encadrant, **Mr. Toumi Samir,** pour son rôle crucial dans la réalisation de ce mémoire. Sa contribution, son expertise, ses conseils et son aide ont été inestimables.

Je souhaite exprimer ma sincère reconnaissance envers mes professeurs et enseignants, qui ont joué un rôle essentiel tout au long de mon parcours académique. Mes profonds remerciements vont également aux responsables et au personnel de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH) de Blida.

J'adresse mes remerciements et mon profond respect aux membres du jury, qui auront l'honneur d'évaluer ce travail.

À mes amis, qui ont partagé les hauts et les bas de ce voyage académique, je vous remercie du fond du cœur pour votre présence et votre amitié inestimable.

Que chacun trouve ici l'expression sincère de ma profonde reconnaissance.

الملخص:

تم تطوير مشروع لتصريف مياه الصرف الصحي والأمطار في مدينة سعادة بولاية غليزان. تم تصميم شبكة موحدة تتناسب مع المنطقة بناءً على التحليلات الهيدروليكية والبيانات المجمعة يهدف المشروع إلى تجنب مشاكل التجمع والتشبع وضمان تصريف فعال للمياه. كما تضمنت الدراسة تقييمًا اقتصاديًا يؤكد على أهمية الاستثمار في نظام الصرف الصحي لتحسين الصحة العامة والبيئة وضمان استدامة المشروع لخدمة احتياجات السكان المستقبلية.

الكلمات المفتاحية:

- شبكة موحدة -التحليلات الهيدروليكية -التشبع -تصريف فعال - نظام الصرف الصحي - استدامة المشروع.

Résumé :

Un projet de drainage des eaux usées et pluviales a été développé pour la ville de Saada, située dans la wilaya de Relizane. Un réseau unitaire a été conçu pour s'adapter aux spécificités de la région, sur la base des analyses hydrauliques et des données collectées. L'objectif principal du projet est d'éviter les problèmes d'accumulation et de saturation, tout en garantissant un écoulement efficace des eaux. L'étude comprenait également une évaluation économique qui souligne l'importance de l'investissement dans un système d'assainissement pour améliorer la santé publique, protéger l'environnement et garantir la durabilité du projet pour répondre aux besoins futurs de la population.

Mots-clés :

-Réseau unitaire-Analyses hydrauliques-Données collectées -Écoulement efficace -Système d'assainissement - Durabilité du projet

Abstract:

A wastewater and storm water drainage project has been developed for the city of Saada in the wilaya of Relizane. A combined sewer system was designed to fit the region's specificities based on hydraulic analyses and collected data. The project's primary goal is to avoid accumulation issues and saturation, while ensuring efficient water drainage. The study also included an economic assessment that highlights the significance of investing in a sanitation system to improve public health, protect the environment, and ensure the project's sustainability for meeting future population needs.

Keywords:

Combined sewer system-Hydraulic Analyses-Collected Data-Accumulation Issues-Saturation-Efficient Drainage-Economic Assessment-Investment-Sanitation System-Public Health-Environment-Project sustainability

Sommaire

Chapitre I 12
I.2 Présentation de l'agglomération : 13
I.2.1 Situation géographique de la zone d'étude : 13
I.2.2. Situation Géologique : 14
I.3 Climatologie : 14
I.3.1 Climat : 14
I.3.2 l'humidité de l'air : 15
I.3.3 précipitations, pluviométrie et température : 15
I.3.4 Le vent : 16
I.4. Analyse Structurale : 16
I.5.Situation hydrographique : 16
I.6. Le relief : 17
I.7. Le système d'AEP actuel : 17
I.8. Situation en Assainissement : 17
Chapitre II 19
Etude Hydrologique 19
II-1 Généralités : 20
II-1-1 Le bassin versant : 20
II-1-2 Notion d'une averse 20
II-1-3 Durée de précipitation 20
II-1-4 La hauteur des précipitations 20
II-1-5 Période de retour 21
II-1-6 Fréquence 21
II-1-7 L'intensité d'une précipitation 21
II-2-1 Présentation de la station pluviométrique : 22
II-2-2 PLUIES MOYENNES ANNUELLES DE LA STATION DE RELIZANE : 22
II-4 Étude des précipitations maximales journalières : 23
II-5 PLUIES DE COURTE DURÉE I.D.F (COURBES : INTENSITÉ-DURÉE-FRÉQUENCE) : 32
Chapitre III 37

Eléments et Calcul de base 37
III-1 Evolution démographique 38
III.2-Découpage en surfaces élémentaires. 39
III.3- Evaluation du coefficient de ruissellement : 39
III-4- Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales 41
III-5- Choix du système d'évacuation 46
III-6 Situation démographique 49
Chapitre IV 52
Estimation des débits à évacuer 52
IV-1 Origine et nature des eaux à évacuer : 53
IV-2 Estimation des débits des eaux usées : 55
IV-3-Evaluation des débits des équipements : 56
IV.4. Evaluation des débits des eaux pluviales 58
IV.5 Méthode rationnelle 58
IV.6. Calcul du débit total : 62
Chapitre V 64
Dimensionnement du réseau d'assainissement 64
V-1 Principe de conception d'un réseau d'assainissement : 65
V-2 Mode de dimensionnement des canalisations : 65
Chapitre VI 72
ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET 72
OUVRAGES ANNEXES 72
VI-1 Les ouvrages principaux : 73
VI.1.4.Les essais de conduites préfabriqués : 75
VI.1.6. Pose de canalisation : 78
VI-2 Les ouvrages annexes : 79
Chapitre VII 85
Organisation de chantier et sécurité de travail 85
VII.1. Organisation du chantier : 86
VII.1.1. Exécution des travaux : 86
VII.1.2. Emplacement des canalisations : 86
VII.1.3. Décapage de la couche de terre végétale : 87
VII.1.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards : 87
VII.1.5. Aménagement du lit de pose : 88
VII.1.6. Pose canalisations dans la tranchée : 88
VII.1.7. Exécution des tranchées et les regards : 89

VII.1.8. Mise en place des conduites : 90
VII.1.9. Assemblage des conduites : 90
VII.1.10 Choix des engins : 91
VII.1.11. Devis quantitatif et estimatif : 92

Listes des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Situation de la commune de Relizane

Figure I.2 : situation géographique de la commune de Relizane

Figure I.3 : La situation topographique de la commune de Relizane

Chapitre II

Figure II-1 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations.

Figure II-2 : Ajustement graphique des pluies maximales de la station de Relizane à la loi de Gumbel

Figure II-3: Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de Log-Normale

Figure II-4: Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de **GEV**

Chapitre III

Figure III-1 : systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service

Figure III-2 : schéma d'un réseau unitaire

Figure III-3 : schéma d'un réseau séparatif

Figure III-4 : schéma d'un réseau pseudo-séparatif

Figure III-5: Schéma perpendiculaire

Figure III-6 : Schéma par déplacement latéral

Figure III-7 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

Figure III-8 : Schéma à Collecteur Etagé

Figure III-9: schéma de type radial

Chapitre IV

Figure IV-1 : Principe schématique de détermination du coefficient « α »

Chapitre VI

FigureVI.1 : joint de mortier

FigureVI-2 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

FigureVI-3 : Exemple d'un branchement simple

Figure VI-4 : Exemple d'une bouche d'égout (Pénétration par le haut)

FigureVI-5 : Exemple d’un regard simple

Chapitre VI

Figure VII.1 : Coupe transversale d’une tranchée avec La mise en place de la conduite

Figure VII.2: le pipelayers

Listes des Tableaux

Chapitre I

Tableau N° I.1 Humidité de la région de Relizane (2020 /2021)

Tableau N° I.2 Données pluviométriques (2020)

Tableau N° I.3. La vitesse moyenne des vents

Chapitre II

Tableau II-1 : Caractéristiques de la station pluviographique de Relizane

Tableau II-2 : Répartition des précipitations de la station Relizane

Tableau II-3 : Précipitations max journalières

Tableau II-4: Les caractéristiques de la série pluviométriques

Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel à l'aide de logiciel ***HYFRAN***

Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale à l'aide de logiciel *HYFRAN*.

Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de **GEV** à l'aide de logiciel ***HYFRAN***.

Tableau II.8 : Tableau des résultats de la loi de Gumbel

Tableau II.9 : Tableau des résultats de la loi de log normal

Tableau II.10 : Tableau des résultats de la loi de GEV

Chapitre III

Tableau III-1 : Evolution démographique des localités

Tableau III-2 : Valeurs du coefficient de ruissellement suivant la nature de sol.

Tableau III-3 : Valeurs de coefficient de ruissellement suivant la densité de population

Tableau III-4 : Découpage en surfaces élémentaires

Tableau III–5 : Calcul de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants de chaque sous bassin.

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Calculs des débits pour chaque surface élémentaire

Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance (p-2)

Tableau IV-3: Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire

Tableau IV-4 : Calcul de débit pour chaque surface él

Chapitre V

Tableau V-01 : Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

Tableau V-2 : Calcul des paramètres hydrauliques du réseau d'assainissement projeté

Chapitre VII

VII.1 Devis quantitatif et estimatif

Introduction Générale

L'assainissement des eaux usées est un enjeu majeur de notre époque, particulièrement dans les zones connaissant une forte croissance démographique et une urbanisation rapide. Dans de nombreux pays, des systèmes d'assainissement sont développés pour collecter et traiter les rejets polluants, assurant ainsi la protection de la santé publique et de l'environnement. Cependant, dans les pays en développement, l'insuffisance des infrastructures et le faible taux de raccordement aux réseaux de traitement des eaux usées entraînent souvent des rejets directs et non traités dans la nature.

La ville de Saada, située dans la wilaya de Relizane, fait face à cette problématique. Il est essentiel de procéder à une évaluation complète du réseau d'assainissement actuel afin d'identifier les besoins et les défis. Cette étude a pour but d'analyser et de dimensionner les infrastructures d'assainissement existantes pour proposer des solutions adaptées à l'amélioration du système. En tenant compte des spécificités géographiques, démographiques et environnementales de Saada, des réseaux optimisés pourront être conçus pour répondre efficacement aux besoins de la population et protéger l'environnement.

L'objectif général de cette étude est de dresser un bilan de l'état du réseau d'assainissement de la ville de Saada. Pour y parvenir, plusieurs étapes sont nécessaires, comme l'inventaire des infrastructures existantes, l'évaluation des débits d'eaux usées produits par la population, ainsi que l'analyse des contraintes hydrauliques et environnementales. Sur la base de ces données, des solutions techniques seront proposées, notamment le dimensionnement correct des conduites et l'intégration de méthodes respectueuses de l'environnement pour le traitement des eaux usées.

En conclusion, cette étude vise à améliorer le réseau d'assainissement de Saada, wilaya de Relizane, en identifiant les lacunes actuelles et en proposant des solutions adaptées aux besoins de la population et aux exigences environnementales. En mettant l'accent sur l'efficacité, la durabilité et la protection de la santé publique, cette recherche contribuera à améliorer la qualité de vie des habitants de Saada tout en préservant les ressources naturelles de la région.

Chapitre I

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Introduction

L'introduction de ce projet sur l'optimisation des infrastructures d'évacuation des eaux se focalise sur l'importance de la collecte précise des données lors de l'analyse de l'agglomération. Pour la réussite de ce projet, il est crucial de prendre en compte les spécificités locales de la ville, telles que son relief, son climat et sa structure urbaine, car ces éléments influencent fortement la conception des nouvelles infrastructures. Afin d'assurer la bonne réalisation des travaux et le fonctionnement efficace du système de gestion des eaux, une recherche approfondie et une collecte rigoureuse de données auprès des autorités locales et des services concernés sont nécessaires. Cette phase préliminaire a pour objectif de concevoir des solutions adaptées aux caractéristiques particulières de l'agglomération, en vue d'améliorer l'efficacité et la durabilité du système d'évacuation des eaux.

I.2 Présentation de l'agglomération :

I.2.1 Situation géographique de la zone d'étude :

La cité appelée "Saada", située dans la daïra de Relizane, au sein de la wilaya de Relizane, est composée de 06 zones. Elle se trouve à l'ouest de la wilaya et couvre une superficie d'environ 50 hectares. Ses frontières géographiques sont les suivantes :

- Au nord : la commune de Belassel
- À l'est : la commune d'Oued El Djemaa
- À l'ouest : la commune de Matmar et Bendaoud.
- Au sud : les communes de Sidi M'hamed benaouda.

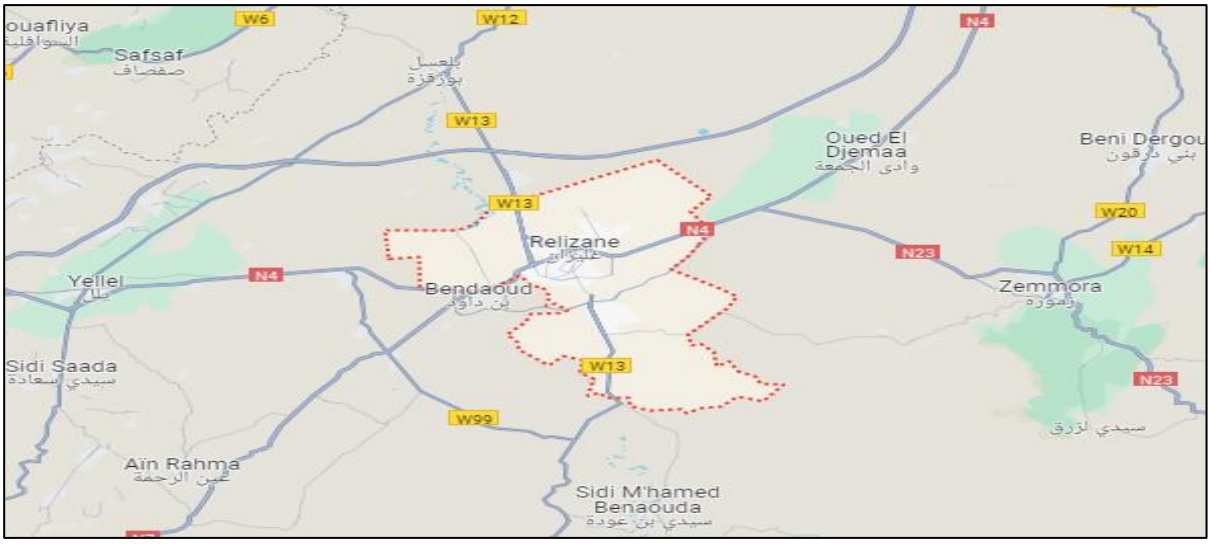


Figure I.1 : Situation de la commune de Relizane



Figure I.2 : Image Goolge earth localicté Saada.

I.2.2. Situation Géologique :

La commune de Relizane se distingue par une structure géologique variée, révélée par l'extrait de sa carte géologique. La région présente une stratigraphie complexe, avec des terrains hétérogènes qui se répartissent en deux grands ensembles sédimentaires. Le premier ensemble, situé vers la bordure sud-ouest de la commune, est caractérisé par des dépôts néogènes qui reposent en discordance sur le substratum. En revanche, le reste du territoire est majoritairement couvert d'alluvions quaternaires, témoignant de l'histoire géologique dynamique de la région.

I.3 Climatologie :

I.3.1 Climat :

Le climat de la commune de Relizane se caractérise par des conditions particulières et contrastées, avec des étés très chauds et des hivers marqués par des températures basses. D'après la carte des étages bioclimatiques du bassin du Cheliff, cette commune est classée dans l'étage bioclimatique aride, représenté en rouge sur la carte. Selon le NSID (2005), l'évapotranspiration potentielle annuelle dans la région atteint environ 1600 mm par an.

I.3.2 l'humidité de l'air :

Dans cette région, l'humidité relative est généralement plus importante le matin tout au long de l'année. En hiver, elle se situe entre 64 % et 86 %, tandis qu'en été, elle descend à environ 42 %, comme indiqué dans le tableau N°I.1. Cette humidité peut en partie atténuer l'impact du faible niveau de précipitations, aidant ainsi au développement des plantes.

Tableau N° I.1 Humidité de la région de Relizane (2020 /2021)

Mois	avril	Mai	Juin	juillet	Aout	sep	oct	Nov	dec	jan	fév	Mars
H%	66.1	41.8	36.3	37.9	42.8	44.5	55.1	67	83.9	77.2	68.9	62.7

Source : « ONM de Relizane »

I.3.3 précipitations, pluviométrie et température :

Le tableau N° I.2 présente les précipitations moyennes mensuelles enregistrées dans la commune de Relizane en 2020.

Tableau N° I.2 Données pluviométriques (2020)

Mois	avril	mai	Juin	juillet	Aout	sep	Oct	nov	dec	jan	fév	Mars	Totale
P (mm)	37.2	25.32	2.56	0.49	3.26	14.52	30.5	58.68	34.8	39.68	39.25	31.02	317.28

Source : « ANRH Relizane»

Le tableau N° I.2 révèle que novembre est le mois le plus pluvieux avec 58,68 mm de précipitations, tandis que juillet est très sec avec seulement 0,49 mm. La pluviométrie annuelle totale est de 317.28 mm, dont 296.45 mm tombent entre octobre et mai. En général, la commune de Relizane connaît une faible pluviométrie répartie de manière irrégulière.

Les températures moyennes mensuelles de 2018 à 2020 montrent des températures élevées pendant l'été et plus basses en hiver, avec des valeurs maximales en juillet et août, et une température minimale moyenne de 11,36 °C en janvier.

I.3.4 Le vent :

Selon le Tableau N° I.3, le vent dominant dans la région provient de l'Ouest, avec une vitesse moyenne allant de 6,3 à 11,7 km/h. Ce vent est crucial pour la dégradation mécanique du sol et influence également l'amplitude des températures.

Tableau N° I.3. La vitesse moyenne des vents (2020.2021)

Mois	avril	Mai	juin	juillet	aout	sep	Oct	nov	dec	jan	Fév	Mars
V(Km/h)	8.9	9.8	10.8	11	9.8	9.2	8.1	10.7	6.3	10	11.7	9.8

Source :« ONM de Relizane »

I.4. Analyse Structurale :

La structure géologique du tell est marquée par une grande complexité, comprenant divers axes de plis souvent interrompus par des chevauchements et des écailles locaux. Principalement formée de dépôts continentaux, elle est dominée par des massifs montagneux qui témoignent d'une tectonique cassante ainsi que de phénomènes géologiques accidentels. Cette configuration géologique expose la zone à des risques potentiels et nécessite une gestion attentive des sols en raison de leur dynamique particulière.

I.5.Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique de la région est constitué principalement de rivières, talwegs et affluents, influencés par le relief. La région présente un bassin versant avec une confluence hydrographique. Au nord, les cours d'eau ont un écoulement diffus vers le nord-est, tandis qu'au sud, l'écoulement est plus concentré, drainé par des rivières issues des massifs montagneux environnants. La ligne de partage des eaux est marquée par les crêtes des montagnes locales. À l'extrême sud, une rivière prend sa source près d'un douar et se dirige vers l'ouest. D'autres affluents rejoignent le cours principal dans une direction généralement est-ouest. Ces cours d'eau sont généralement intermittents. La position géographique élevée et la nature des sols favorisent l'alimentation de ces cours d'eau dans la région.

I.6. Le relief :

La zone d'étude présente un relief modéré, avec des altitudes variant autour de 65 mètres. Le terrain se caractérise par des variations douces, avec des pentes légèrement inclinées, sans montagnes ni vallées profondes. Le relief est donc relativement plat à légèrement ondulé, ce qui se traduit par une topographie douce et uniforme.

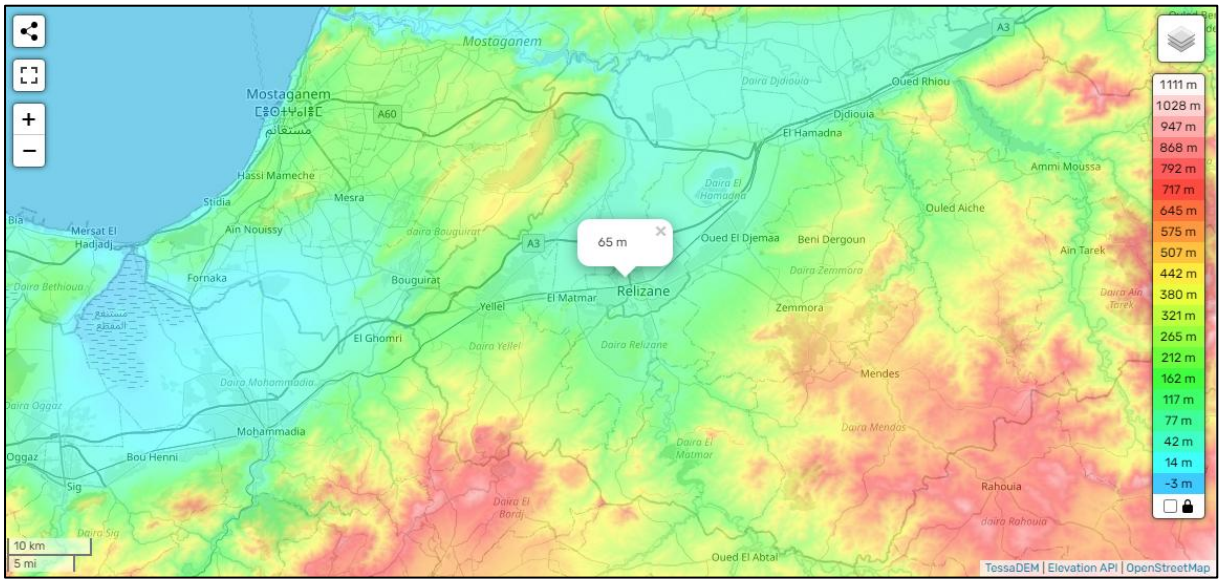


Figure I.3 : La situation topographique de la commune de Relizane

I.7. Le système d'AEP actuel :

Le système d'approvisionnement en eau potable dans la commune comprend d'un réservoir, d'une capacité de 10000 m³. Ce réservoir est alimenté par une station de pompage située dans un champ de captage doté de plusieurs forages. Le réseau de distribution, constitué de canalisations en PEHD, achemine l'eau vers le centre de la commune. Ce réseau, de type ramifié, est conçu pour fournir de l'eau à une population de 19468 habitants. Les canalisations, en PEHD, varient en diamètre entre 160 mm et 300 mm.

I.8. Situation en Assainissement :

L'agglomération de Saada est équipée d'un réseau d'assainissement de type unitaire. Le centre urbain présente des tronçons de canalisations fortement dégradés, avec plusieurs points de rejet, des regards endommagés ou détériorés, des problèmes de dépôts, et la présence de fosses septiques.

Conclusion

En conclusion, ce chapitre a fourni les informations essentielles pour le dimensionnement de notre système d'assainissement, en tenant compte de l'horizon d'étude de 2054. Les données hydrauliques recueillies constituent une base solide pour le développement des chapitres suivants, notamment pour le dimensionnement des infrastructures hydrauliques. Cependant, pour compléter cette analyse et assurer l'efficacité du système proposé, il est crucial d'intégrer certains éléments supplémentaires, tels que la population de la zone, estimée à 19 468 habitants, les pentes et les températures. En prenant en compte ces données complémentaires, nous serons en mesure de concevoir un système d'assainissement adapté aux besoins actuels et futurs de la région, tout en considérant ses spécificités locales.

Chapitre II

Etude Hydrologique

Introduction

Les perturbations climatiques récentes ont modifié les régimes hydrologiques en Algérie, entraînant des inondations dévastatrices. En réponse, les autorités doivent renforcer les mesures de protection contre ces phénomènes. Les ouvrages d'assainissement sont essentiels pour cette protection, mais leur dimensionnement nécessite un équilibre entre efficacité et coûts. La compréhension des événements pluvieux, basée sur la fréquence de dépassement et l'intensité des averses, est cruciale pour concevoir des systèmes adaptés. Estimer correctement les débits des eaux pluviales permet de développer des infrastructures efficaces et résilientes contre les inondations.

II-1 Généralités :

II-1-1 Le bassin versant :

Un bassin versant est une unité spatiale essentielle en hydrologie. Il est défini comme la zone drainée par un cours d'eau et ses affluents, délimitée par des lignes de partage des eaux et caractérisée par un exutoire. Un bassin versant urbaniser est celui où le débit de ruissellement se dirige directement vers une bouche d'égout.

II-1-2 Notion d'une averse

En général, le terme "averse" fait référence à un ensemble de pluies lié à une perturbation météorologique. Plus précisément, une averse est un épisode pluvieux continu qui peut présenter plusieurs pics d'intensité.

II-1-3 Durée de précipitation

C'est la durée pendant laquelle les précipitations se produisent, exprimée en heures (h) ou en minutes (min).

II-1-4 La hauteur des précipitations

Elle est définie comme l'épaisseur de la colonne d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale si aucune perte n'était observée pour les précipitations liquides. Cette hauteur est exprimée en millimètres (mm).

II-1-5 Période de retour

Une période de retour est le délai estimé avant qu'une averse d'une intensité spécifique ne se reproduise. Par exemple, une pluie ayant une période de retour de 10 ans est une pluie qui pourrait survenir au moins une fois tous les 10 ans.

Pour les projets d'assainissement, il est courant d'utiliser une pluie décimale, généralement correspondant à une période de retour de 10 ans. Ce choix représ entre un compromis entre les données techniques et économiques. De plus, la durée de vie des ouvrages d'assainissement est souvent limitée, et les agglomérations se développent et se réaménagent parfois de manière imprévue par rapport aux plans initiaux.

II-1-6 Fréquence

La fréquence (F) d'un phénomène est le nombre de fois qu'il se reproduit au cours d'une période déterminée. Elle est l'inverse de la période de retour. Un phénomène est considéré comme périodique s'il se répète de manière identique à des intervalles de temps réguliers.

II-1-7 L'intensité d'une précipitation

Elle est définie comme le débit d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité est généralement instantanée ou quasi instantanée, selon les capacités de mesure disponibles. L'intensité de la précipitation varie en fonction de la durée, de la fréquence des orages et de la position géographique du bassin versant. Elle est désignée par i(t, T), où t représente la durée de l'épisode pluvieux et (T) la période de retour.

$$i(t,T) = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad \text{..... (II-1)}$$

Avec

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée (Δh).

L'intensité de la précipitation s'exprime en hauteur par unité de temps, généralement en millimètres par heure (mm/h) ou en millimètres par minute (mm/mn), et parfois en litres par seconde par hectare (l/s/ha).

II-2 Analyse fréquentielle d'une série pluviométrie max journalière :

Avant de procéder à une analyse fréquentielle, il est essentiel de disposer d'une série pluviométrique comprenant les précipitations maximales journalières sur la plus longue période possible. Cette série permet de faire une estimation précise de l'intensité des précipitations, ce qui est crucial pour concevoir un réseau d'assainissement capable de prévenir les risques d'inondation.

II-2-1 Présentation de la station pluviométrique :

La station de Relizane, code 013505 (voir tableau N°01), est la plus proche et la plus représentative pour la zone d'étude. Elle fournit des données pluviométriques mensuelles et annuelles couvrant une période de 32 ans, de 1985 à 2016. Ces informations ont été collectées par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Les détails spécifiques de cette station sont résumés dans le tableau N°01.

Tableau II-1 : Caractéristiques de la station pluviographique de Relizane

Station de Relizane	**Code de la station**	**Source**	**Cordonnées UTM**			**Année d'observation**	**N**
			X (Km)	Y (Km)	Z(m)		
	013505	A.N.R.H	304.3	275.3	61	1985-2016	32

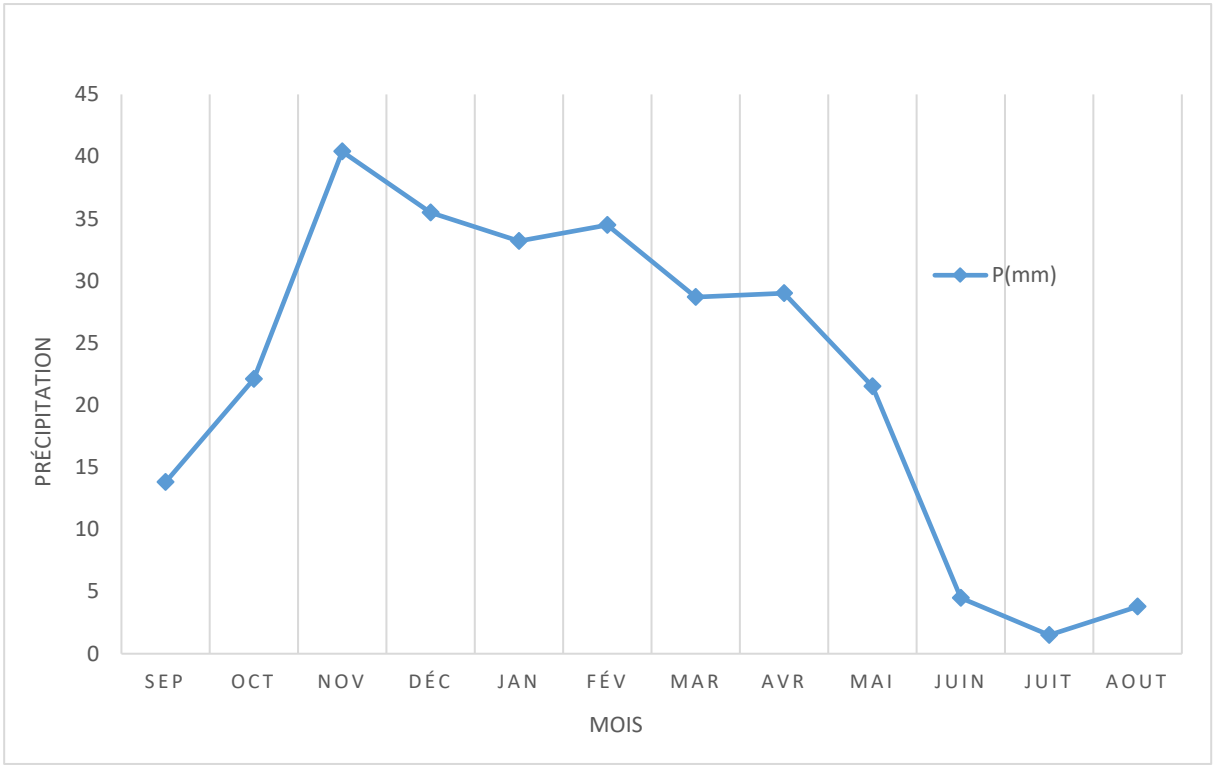
II-2-2 PLUIES MOYENNES ANNUELLES DE LA STATION DE RELIZANE :

Les précipitations moyennes interannuelles (Pmoy) constituent un indicateur climatique clé pour la localité. Elles sont exprimées en termes de hauteur de pluie. La répartition des précipitations par mois est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-2 : Répartition des précipitations de la station Relizane

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juit**	**Aout**	**Total**
P(mm)	13.80	22.10	40.4	35.50	33.20	34.50	28.70	29.0	21.50	4.50	1.50	3.80	268,54
P(%)	5.12	8.24	15.04	13.23	12.37	12.83	10.70	10.80	7.99	1.69	0.54	1.43	100

La figure suivante représente la répartition mensuelle moyenne des précipitations entre 1985 et 2016 de la station de Relizane.



Source : DRE

Figure II-1 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations.

Selon les indicatifs présentés dans la figure, on remarque que :

- La hauteur totale des pluies moyenne annuelles est de 268.54 mm/an.
- La hauteur des pluies mensuelles varie entre 1.50 mm au mois de Juillet, le mois le plus sec de l'année et 40.40 mm au mois de Novembre, le mois le plus pluvieux de l'année.
- La majeure partie de la pluie tombe sous forme d'averse.

II-3 PLUIES MAXIMALES JOURNALIÈRES :

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

II-4 Étude des précipitations maximales journalières :

Lorsqu'il existe des données de précipitations pour un bassin versant, celles-ci peuvent être analysées statistiquement pour évaluer la probabilité qu'une certaine valeur soit dépassée ou non. Les précipitations maximales annuelles permettent de calculer cette probabilité en utilisant des fonctions de distribution empiriques et théoriques. Les précipitations mesurées sont traitées

comme des variables aléatoires, avec les données constituant un échantillon représentatif d'une série plus large, bien que limitée dans le temps et susceptible de variations.

L'objectif de l'étude est d'ajuster la série des précipitations maximales journalières à une loi théorique pour estimer l'intensité des pluies et leur période de retour. Le processus comprend plusieurs étapes clés :

1. Classer les précipitations maximales journalières par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale de non-dépassement.
3. Déterminer les caractéristiques empiriques de la série.
4. Ajuster graphiquement la série.
5. Identifier les quantiles et leurs intervalles de confiance.
6. Estimer les averses et les intensités de pluie de courte durée.

Tableau II-3 : Précipitations max journalières

Année	Pjmax (mm)
1985	30
1986	13,7
1987	32,9
1988	17,6
1989	16,5
1990	54,3
1991	22,5
1992	28,6
1993	33,5
1994	28,6
1995	22,3
1996	28,2
1997	17,8
1998	23,2
1999	23,5
2000	30,2
2001	28,4
2002	18,7
2003	30,6
2004	27,3
2005	41,2
2006	60,8
2007	22,9
2008	34,6
2009	27,5
2010	29,6
2011	34,8
2012	25,9
2013	34,1
2014	25,9
2015	33,2
2016	64,2

II-4-1 L'AJUSTEMENT STATISTIQUE PAR LE MODEL HYFRAN :

HYFRAN est un logiciel utilisé pour ajuster des séries de pluies maximales à différentes lois statistiques. Il compare les droites de régression des lois d'ajustement et déduit directement les caractéristiques des échantillons, ainsi que les tests d'adéquation et l'homogénéité des données. Développé par l'INRS de l'Université du Québec, en collaboration avec Hydro-Québec, il est particulièrement utile pour l'analyse statistique des événements extrêmes.

II-4-2 Caractéristique empirique de la série

- La somme des précipitations maximales journaliers est de : **963.1 mm**
- La moyenne « $\overline{\overline{\mathbf{P}}}_{\mathbf{max,\,j}}$ » :

Avec : N = 32, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière est de **30.1 mm**

- L'écart-type « $\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{Pmax,\,j}}$ » :

Pour N = 32 ans ≥30 ans, on a :

$$\sigma \text{pmax, j} = \sqrt{\frac{\sum_{N=1}^{N=32}(Pmax,j-\overline{pmax,j})^2}{N-1}} \quad \text{.....(II-2)}$$

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{Pmax,\,j}}$ **= 11.6 mm**

- Le coefficient de variation « C_V » :

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{p}} \text{..... (II-3)}$$

Tableau II-4: Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombres d'années d'observation (ans)	Valeur maximale (mm)	Valeur Minimale (mm)	Moyenne (mm)	Écart-type (mm)	Coefficient de variation
32	64.2	13.1	30.1	11,6	0.402

II-4-3 Choix de la loi d'ajustement :

Pour obtenir des résultats précis dans l'ajustement des séries pluviométriques, il est crucial de considérer la loi de probabilité, la taille de l'échantillon et ses caractéristiques spécifiques. En Algérie, où le climat est imprévisible et irrégulier, l'utilisation d'une loi statistique dissymétrique est nécessaire pour analyser les pluies journalières maximales. Ainsi, pour affiner l'analyse des données, les séries des pluies maximales journalières ont été ajustées en fonction des lois de Gumbel, Galton (log-normale) et GEV, qui correspondent bien au climat méditerranéen.

II.4.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (méthode des moments) :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel (Touaibia, 2004) :

$$F(u) = e^{-e-u} \text{.....(II-4)}$$

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

$$u = \frac{x-\alpha}{b} \text{.....(II-5)}$$

Avec :

x : variable de l'étude ($P_{max,j}$) ;

α : paramètre de position.

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

- L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha\, y + x_0 \text{.....(II-6)}$$

on écrit alors :

$$F(u) = e^{-e^{-(u)}} \text{ .....(II-7)}$$

$$u = -\ln\left[-\ln\left(F(u)\right)\right]$$

L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire.

$$x = \frac{1}{\alpha} \times u + x0 \text{.....(II-8)}$$

En pratique, l'estimation de la probabilité de non-dépassement $F(x_i)$ pour chaque valeur x_i est essentielle. Cela se fait généralement en triant la série de données par ordre croissant et en attribuant à chaque valeur un rang, en utilisant diverses formules basées sur la fréquence empirique.

$$q = \frac{r-0.5}{N} \text{.....(II-9)}$$

Le rang \(r \) correspond à la position d'une valeur dans une série de données classée par ordre croissant, avec la taille de l'échantillon. Cet ajustement permet ensuite d'estimer les pluies maximales pour des périodes de retour spécifiques.

Estimation des paramètres de la loi de Gumbel par la méthode du maximum de vraisemblance :

Les paramètres α et x0 sont calculés par la méthode du maximum de vraisemblance, qui nécessite l'utilisation d'outils de calcul automatisés selon les formules spécifiques.

$$\bar{x} = \alpha + \frac{\sum x^{e-\frac{x}{\alpha}}}{\sum e^{-\frac{x}{\alpha}}} \text{.....(II-10)}$$

$$X_0 = \alpha . \ln\left[\frac{\sum e^{-\frac{x}{\alpha}}}{N}\right] = 24.56 \ldots\ldots\ldots\

II.4.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-Normale)

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale ou loi gausso-logarithmique car son expression est proche de celle de la loi normale à une anamorphose prés de type logarithmique sur la variable**.**

La fonction de répartition de la loi Log-normale (Touaibia, 2004) **:**

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}} du \quad \text{..... (II-12)}$$

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

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

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.

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

$$\ln(x) = u\,\sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad \text{..... (II-14)}$$

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

$$\sigma \ln x = 0.355 \;\; ; \qquad u = 3.323$$

Résultats de l'ajustement à la loi de Galton (log-normal) :

Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale à l'aide de logiciel *HYFRAN*.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	65,6	7.77	48.2 – 78.7
50	0.98	62,8	6.45	45– 70.3
20	0.95	49.8	4.85	40.3 – 59.3
10	0.90	43.8	3.74	36.5– 51.1
5	0.80	37.4	2.75	32.1– 42.8

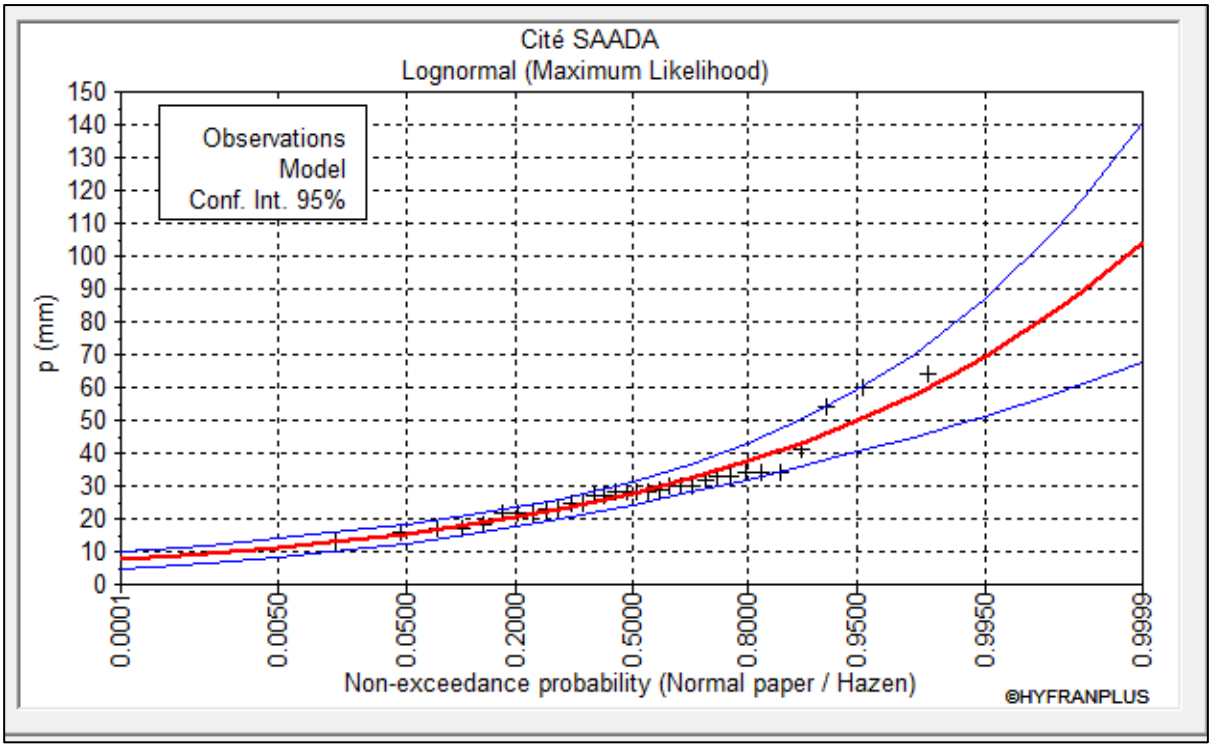


Figure II-3: Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de **Log-Normale**

II.4.3.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV :

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

$$F(u) = e^{-e^{-y}} \quad \text{(II-14)}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

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

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$).

u : paramètre de position

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

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

$$x = u + \frac{\alpha}{k}(1 - e^{-ky}) \quad \text{.....(II-16)}$$

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

u = 24.413 mm ; α = 7.866 ; k = -0.0768

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

Tableau II-7: Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de **GEV** à l'aide de logiciel ***HYFRAN***.

Période de retour T (ans)	**Fréquence au non dépassement** q	**Valeur théorique X_T (mm)**	**Ecart-type**	**Intervalle de confiance**
100	0.99	67.7	13.9	
50	0.98	60.2	10.0	40.5 – 79.8
20	0.95	50.6	6.14	38.6 – 62.7
10	0.90	43.7	4.14	35.6 – 51.8
5	0.80	36.9	2.82	31.4 – 42.4

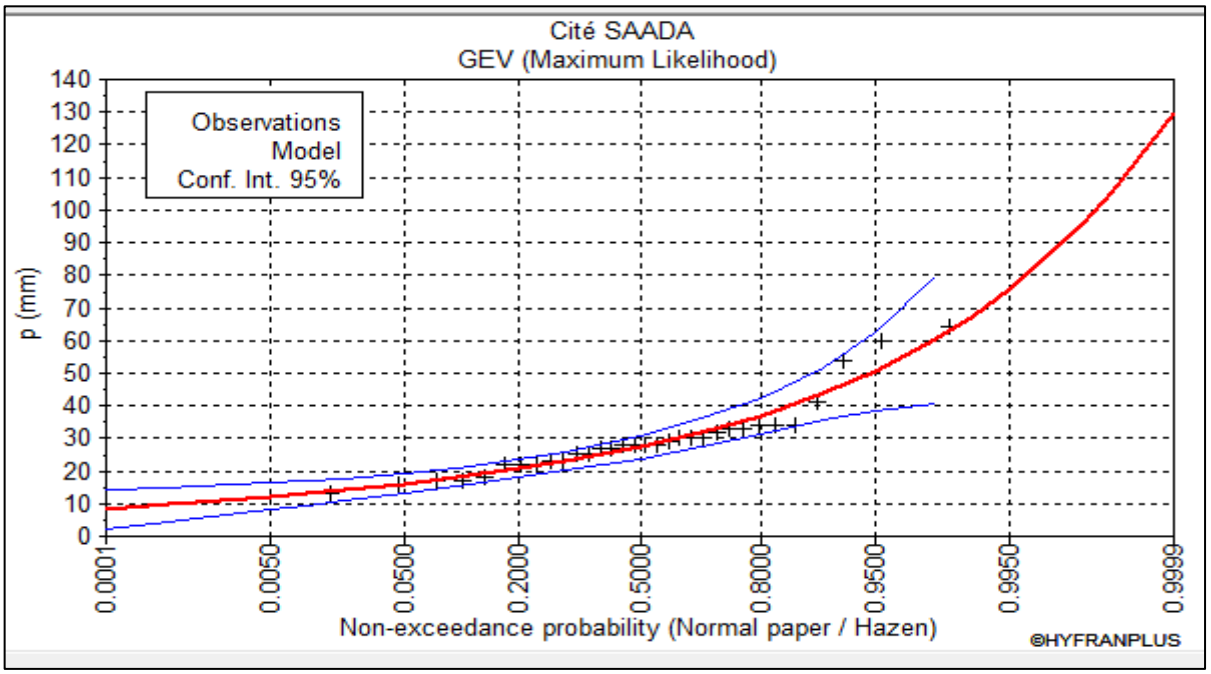


Figure II-4: Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de **GEV**

II-5 PLUIES DE COURTE DURÉE I.D.F (COURBES : INTENSITÉ-DURÉE-FRÉQUENCE) :

Dans cette étape, nous allons établir les valeurs des pluies de courte durée ainsi que leurs intensités, en nous appuyant sur les résultats de l'ajustement aux lois de Gumbel, Galton (log-normale) et GEV.

- **Pluies de courte durée :**

Les pluies de courte durée, telles que les averses, sont déterminées à partir des pluies maximales journalières en utilisant la relation suivante :

$$pt = pjmax(\frac{t}{24})^b \text{.....(II-17)}$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Relizane, b = 0.35 pour la région d'étude.
- Avec : 10000 /3600 est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

Intensités de courte durée :

our déterminer l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » des précipitations « $P_{t,p\%}$ (mm) » sur une courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement spécifique « p% », nous appliquons la formule de Montanari.

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t}(mm/h) \text{.....(II-18)}$$

II.5.1. Le calcul de la valeur de l'intensité pluviale qui correspond à une période de retour donnée :

Pour notre projet, nous avons opté pour une période de retour de 50 ans afin d'assurer la solidité et la durabilité des réseaux d'assainissement dans nos localités. En considérant des épisodes de pluie rares mais importants, nous veillons à ce que nos infrastructures puissent supporter des conditions météorologiques extrêmes, minimisant ainsi les risques d'inondation et protégeant

nos communautés. Cette démarche proactive nous permet d'anticiper les aléas climatiques sévères et de mettre en place des solutions pérennes pour nos régions.

II.5.1.1 D'après la loi de Gumbel :

Tableau II.8 : Tableau des résultats de la loi de Gumbel

T	Fréquence	P max %	Intervalle de confiance
50	0.98	62,1	46.7 – 67.2

$$I = \frac{p}{24} \times (\frac{t}{24})^b$$

$$I = \frac{62,1}{24} \times (\frac{0.25}{24})^{0.35} = 50,2 \text{ (mm/h)}$$

La valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{50,2 \times 10000}{3600} = 139,44 \ \frac{l}{s.ha}$$

II.5.1.2 D'après la loi de log normal :

Tableau II.9 : Tableau des résultats de la loi de log normal

T	Fréquence	P max %	Intervalle de confiance
50	0.98	62,8	45– 70.3

$$I = \frac{p}{24} \times (\frac{t}{24})^b$$

$$I = \frac{62,8}{24} \times (\frac{0.25}{24})^{0.35} = 50,8 \text{(mm/h)}$$

La valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{50,8 \times 10000}{3600} = 141 \ \frac{l}{s.ha}$$

II.5.1.3 D'après la loi de GEV :

Tableau II.10 : Tableau des résultats de la loi de GEV

T	Fréquence	P max %	Intervalle de confiance
50	0.98	60.2	40.5 – 79.8

$$I = \frac{p}{24} \times (\frac{t}{24})^b$$

$$I = \frac{60.2}{24} \times (\frac{0.25}{24})^{0.35} = 48.7373 \text{ (mm/h)}$$

La valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{48.7373 \times 10000}{3600} = 135.3814 \frac{l}{s.ha}$$

II-3 Choix de la loi d'ajustement : Lorsque l'on ajuste une loi de probabilité théorique, il est crucial de vérifier si cette loi convient réellement. Les critères pour évaluer l'adéquation d'une loi incluent l'ajustement graphique et un test de dispersion.

II.6. Test graphique : Ce test repose sur une observation visuelle des graphes d'ajustement, où l'on examine la disposition des points sur le papier de probabilité pour vérifier leur alignement. Un bon ajustement est indiqué par un alignement précis sans courbures indésirables.

II.6.1. Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :

Également connu sous le nom de test du Khi-carré ou de Pearson, ce test permet de déterminer la qualité de l'ajustement en comparant les valeurs calculées et théoriques de $\chi^{2\cdot}$ Il est évalué pour un seuil de signification (risque) de α = 5% et dépend du nombre de degrés de liberté de la loi. Les résultats du test, fournis par le logiciel « Hyfran », sont présentés ci-dessous :

	χ^2	P (χ^2)	α	Degré de liberté
GEV	11	9.49	0.05	4
log normale	10	11.07	0.05	5
Gumbel	9	11.07	0.05	5

II.6.2. Sélection de la loi

Le meilleur ajustement est celui pour lequel la valeur de \(\chi^2 \) est la plus faible. Ainsi, nous sélectionnons la loi Log-Normale pour estimer la précipitation maximale journalière. Selon le test de Khi-carré et le calcul de l'intensité, l'intensité de pluie pour une durée de 15 minutes et une fréquence de 1 % est :

- En utilisant la loi de Gumbel (1%) ≈ 50,2 mm/h.
- En utilisant la loi de Log-normale (1%) ≈ 50,8 mm/h.

En se référant aux graphiques d'ajustement des figures II.3 et II.4, on observe que la série des pluies maximales journalières s'ajuste bien aux deux lois. Toutefois, l'intervalle de confiance pour la loi de log normal est plus étroit que celui de la loi de Gumbel. Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, nous choisirons une pluie d'intensité, la loi log-normale étant la plus adéquate pour notre série.

Tell que : i = 50,8 mm/h
D'où nous trouvons que la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour évaluation des débits d'eau pluviale

Conclusion

L’étude hydrologique est essentielle pour tout projet d’assainissement, car elle permet de calculer les débits maximums qui transitent par l’exutoire du bassin versant et de dimensionner les ouvrages nécessaires pour gérer ces débits. L’analyse des précipitations maximales journalières a permis de déterminer un débit spécifique de 141 L/s/ha, en utilisant les résultats de l’ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale et les calculs des pluies de courte durée.

Chapitre III

Eléments et Calcul de base

Introduction

Dans ce chapitre, nous traiterons des aspects essentiels pour le dimensionnement du réseau de drainage destiné à desservir les localités de la commune, tout en tenant compte des prévisions démographiques jusqu'en 2054. Nous établirons les critères pour sélectionner le système et le schéma de réseau les plus adaptés, en fonction du découpage en surfaces élémentaires des localités. L'évaluation du coefficient de ruissellement, un paramètre crucial pour calculer le débit pluvial, sera réalisée pour chaque localité en fonction de ses caractéristiques spécifiques. Les éléments de base que nous prendrons en considération incluent :

III-1 Evolution démographique

Pour estimer la population future, nous supposons que les six localités partagent les mêmes habitudes et caractéristiques en termes de taux de croissance démographique (fixé à 1,81 %) et forment une seule agglomération. En appliquant la formule des intérêts composés (**III-1**), nous pouvons projeter la population future.

$$P = Po\,(1 + t)^{n} \quad \text{……} \quad \text{III-1}$$

Avec :

- P : Population future.
- Po : Population de référence
- t : taux d'accroissement pris égal à 1,8 %
- n : nombre d'années envisagées pour l'étude (n=30ans**).**

III.2-Découpage en surfaces élémentaires.

L'objectif de ce découpage est d'estimer le coefficient de ruissellement pondéré pour calculer le débit pluvial requis. Pour simplifier notre approche, et compte tenu de la petite taille des localités, nous supposons que chaque localité peut être considérée comme une surface élémentaire.

III.3- Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement, qui représente le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume d'eau tombée sur une surface à drainer, varie entre 0,05 et 1, et est influencé par plusieurs facteurs, tels que la pente du terrain, la densité de population, l'humidité de l'air, la durée des précipitations et la nature du sol. Ce coefficient est généralement estimé en fonction de la composition des surfaces à drainer, bien que l'hétérogénéité des terrains rende cette estimation approximative. La densité de population, en particulier, joue un rôle crucial, car les zones fortement peuplées tendent à être recouvertes de surfaces imperméables, telles que les toitures et les surfaces goudronnées, ce qui accroît le ruissellement.

Tableau III-2 : Valeurs du coefficient de ruissellement suivant la nature de sol.

Nature de sol	Valeur de Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85÷0.9
Pavés en pierres naturelles, brique en joints cimentés	0.75÷0.85
Pavage en blocages	0.4÷0.5
Surfaces goudronnées	0.25÷0.6
Chemin en gravier	0.25÷0.3
Gare, terrain de sport	0.1÷0.3
Parcs, jardins, gazons	0.05÷0.25
Forêts	0.01÷0.2

Source (Polycopies d'assainissement B. SALAH, 2014)

Tableau III-3 : **Valeurs de coefficient de ruissellement suivant la densité de population**

Densité de population par hectare	Valeur de Cr
20	0.23
30-80	0.2-0.27
60-150	0.25-0.34
150-200	0.3-045
200-300	0.60-0.62
300-400	0.6-0.8
400-600	0.7-0.9

Source (Polycopies d'assainissement B.SALAH, 2014).

Remarque :

Dans le cadre de notre zone d'étude, le coefficient de ruissellement est évalué en tenant compte des caractéristiques des surfaces à drainer ainsi que du type de sol présent.

Tableau III-4 : Découpage en surfaces élémentaires

Zone	Superficie	Population en 2054	Cr
A1	8,82	6153	0,8
A2	7,18	4696	0,75
A3	9,85	6871	0,8
A4	7,32	4468	0,7
A5	8,18	5706	0,8
A6	8,77	5353	0,7

Remarque :

Dans notre étude, le coefficient de ruissellement présenté dans le tableau **III-4** a été pondéré en fonction de la nature du sol de chaque localité, en supposant que ces zones seront urbanisées à l'horizon du calcul.

III-4- Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales

La conception d'un réseau d'assainissement pour une agglomération doit répondre à deux préoccupations principales. D'une part, il est crucial d'assurer une évacuation efficace des eaux pluviales pour prévenir les inondations dans les zones urbanisées et éviter les accumulations d'eau après les pluies. D'autre part, le réseau doit également être conçu pour évacuer les eaux usées domestiques ainsi que les effluents industriels résiduels.

III-4-1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants fonctionnent en écoulement libre, mais peuvent inclure certaines sections sous pression. On distingue :

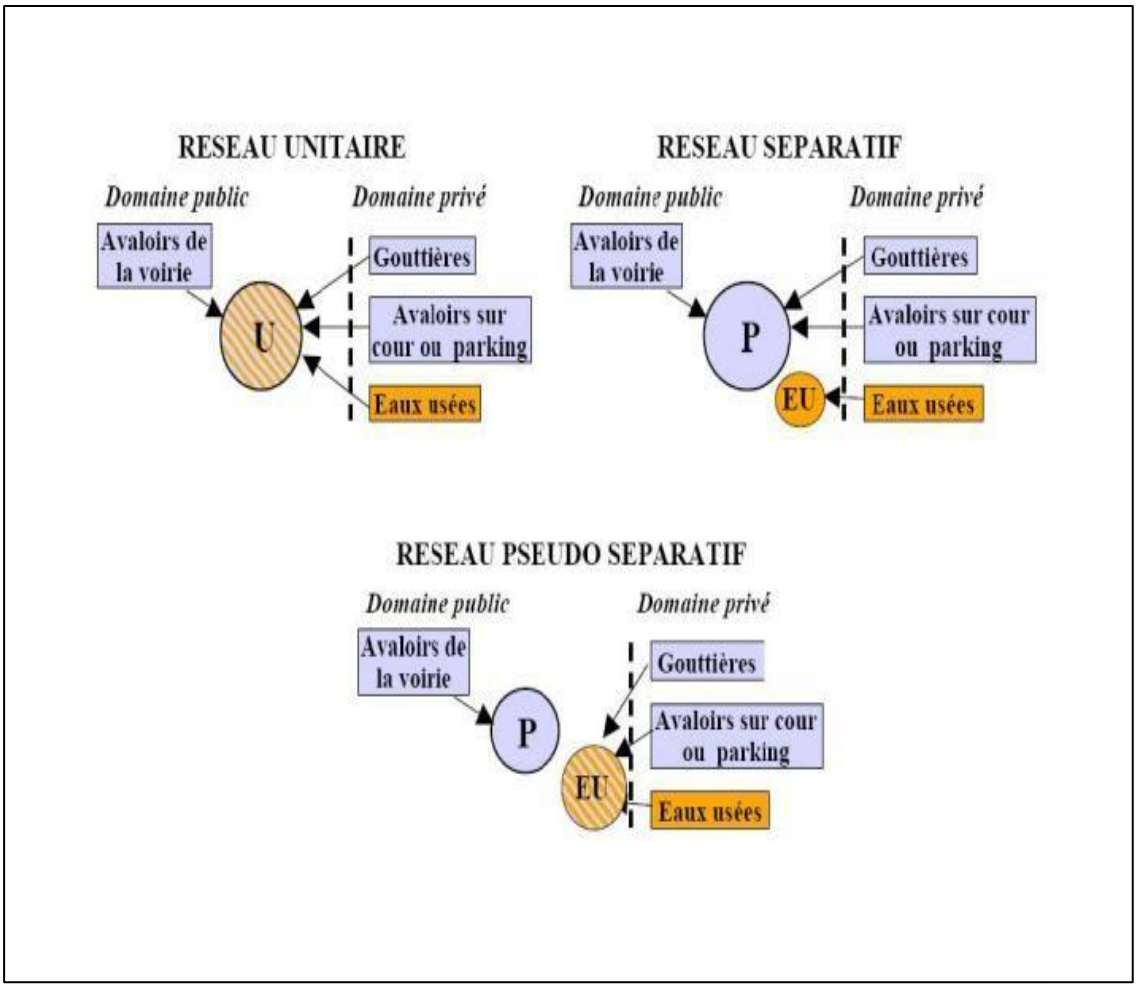


Figure III-1 : systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service

1. **Réseau unitaire** : Le système unitaire combine la collecte des eaux usées et des eaux pluviales dans une seule canalisation. Ce type de système est fréquemment rencontré dans les zones urbaines où les infrastructures d'assainissement ont été établies avant l'introduction de réglementations environnementales plus strictes. Les eaux usées et les eaux pluviales sont ainsi transportées ensemble vers une station d'épuration, où elles sont traitées avant leur rejet dans l'environnement.

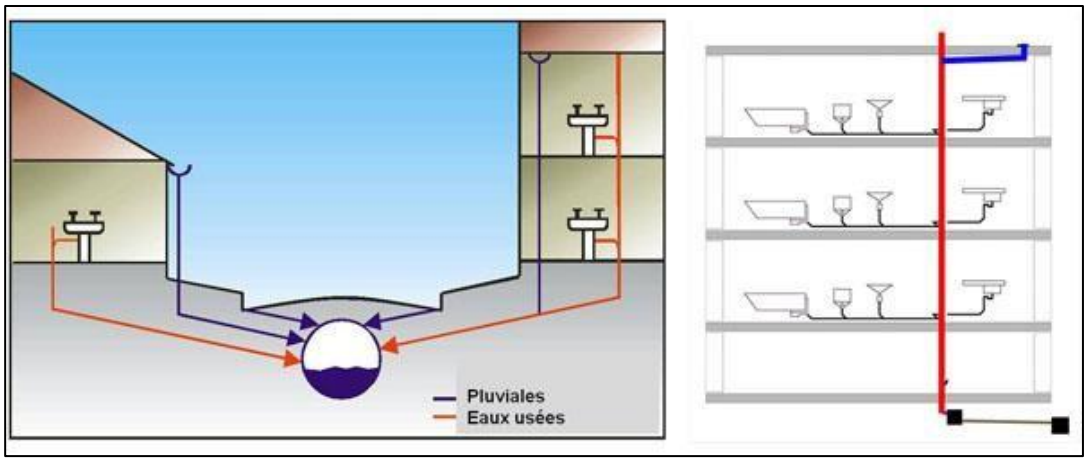


Figure III-2 : schéma d'un réseau unitaire

I Domaines d'utilisation privilégiés :

Le système unitaire est souvent utilisé dans les zones urbaines où les réseaux d'assainissement ont été mis en place avant l'adoption de réglementations environnementales plus strictes. Il est également employé dans les zones urbaines où des contraintes géographiques ou financières rendent difficile la construction d'un réseau séparatif. Dans ces cas, les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées ensemble dans une seule canalisation, puis transportées vers une station d'épuration pour traitement avant leur rejet dans l'environnement.

II Avantage :

Le système unitaire présente plusieurs avantages, dont un coût de construction initial réduit, car il nécessite une seule canalisation pour la collecte des eaux usées et pluviales. Il permet également une meilleure utilisation des canalisations existantes. De plus, la combinaison des flux d'eau peut contribuer à diminuer les risques de pollution des eaux de surface.

III Inconvénients :

Le système unitaire présente également des inconvénients, notamment des risques accrus de pollution, car les eaux usées non traitées peuvent se déverser dans l'environnement lors de pluies abondantes. Les capacités limitées des stations d'épuration peuvent entraîner des débordements d'eaux usées non traitées. De plus, la qualité de l'eau traitée peut être compromise par les fortes pluies, ce qui rend le traitement plus coûteux.

IV Contraintes d'exploitation :

Les réseaux unitaires nécessitent une maintenance plus fréquente pour prévenir les obstructions et les débordements. Les fortes pluies peuvent provoquer des inondations et des

déversements d'eaux usées non traitées, posant ainsi des risques pour la santé publique. De plus, le traitement des eaux usées peut être plus onéreux en raison de l'intégration des eaux pluviales et des eaux usées dans le même processus de traitement.

2. **Réseau séparatif** : Le réseau séparatif est un système où les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées dans des canalisations distinctes. Ce type de réseau est conçu pour séparer les eaux usées, qui nécessitent un traitement avant leur rejet dans l'environnement, des eaux pluviales, qui peuvent être directement évacuées vers un cours d'eau ou la mer. Les eaux usées sont dirigées vers une station d'épuration pour traitement, tandis que les eaux pluviales sont acheminées directement vers le milieu naturel.

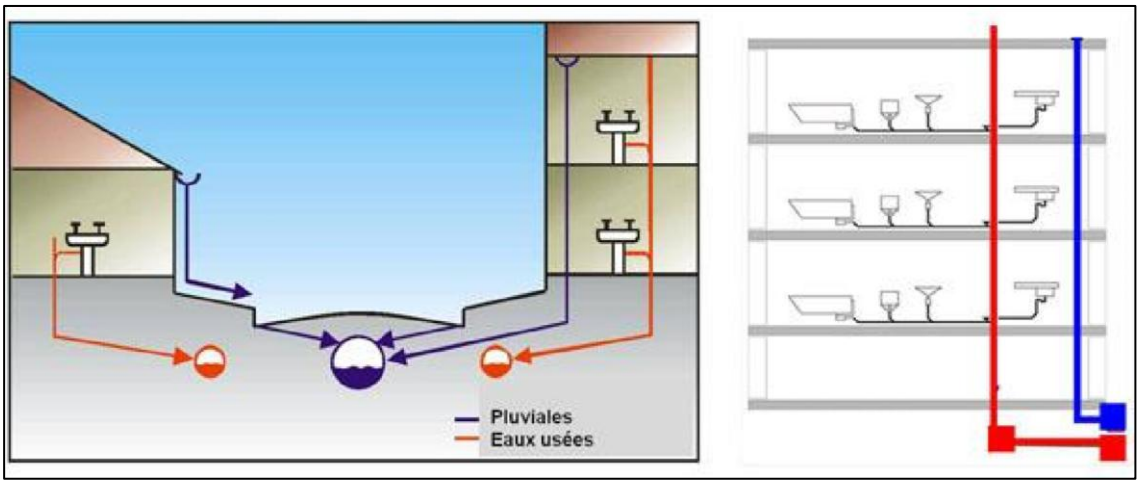


Figure III-3 : schéma d'un réseau séparatif

I. Domaines d'utilisation privilégiés :

- Les zones urbaines soumises à des réglementations environnementales plus strictes.
- Les régions à terrains plats et à fortes précipitations, où le drainage des eaux pluviales est plus complexe.
- Les zones où les réseaux d'assainissement ont été installés après l'introduction de réglementations environnementales plus rigoureuses.

II. Avantage :

- La séparation des eaux usées et des eaux pluviales permet un traitement plus ciblé des eaux usées, réduisant ainsi le risque de pollution des eaux de surface.
- Les réseaux séparatifs peuvent être conçus pour satisfaire des normes de qualité de l'eau plus élevées.
- Les stations d'épuration sont dédiées au traitement des eaux usées sans être affectées par les eaux pluviales.

III. Inconvénients :

- La construction de deux réseaux de canalisation entraîne des coûts plus élevés.
- Les installations existantes doivent être adaptées pour séparer les eaux usées des eaux pluviales.
- Lors de fortes pluies, les réseaux séparatifs peuvent être surchargés par les eaux pluviales, dépassant leur capacité.

I. Contraintes d'exploitation :

- Une maintenance régulière est nécessaire pour éviter les obstructions et les débordements dans les réseaux séparatifs.
- Les stations d'épuration doivent être spécialement conçues pour traiter uniquement les eaux usées, ce qui requiert des investissements plus importants.
- Avec plus de points d'accès dans le réseau, les réseaux séparatifs peuvent être plus susceptibles aux fuites d'eaux usées.

3. **Réseau pseudo-séparatif** : Le réseau pseudo-séparatif combine les caractéristiques des réseaux unitaires et séparatifs. Dans ce système, les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées dans des canalisations distinctes, mais ces canalisations se rejoignent à certains points du réseau. Ce type de réseau est souvent choisi en raison de contraintes géographiques ou financières qui empêchent la construction d'un réseau entièrement séparatif. Les eaux usées sont dirigées vers une station d'épuration, tandis que les eaux pluviales, après un traitement pour éliminer les contaminants tels que l'huile et les métaux lourds, sont directement évacuées dans le milieu naturel.

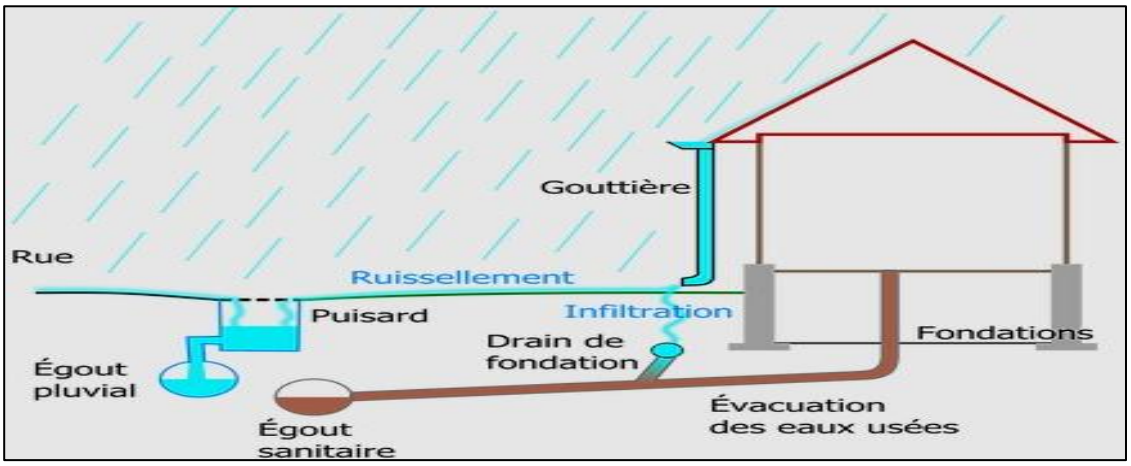


Figure III-4 : schéma d'un réseau pseudo-séparatif

I. Domaines d'utilisation privilégiés :

Les réseaux séparatifs sont particulièrement adaptés aux zones urbaines développées avant l'instauration de réglementations environnementales plus strictes, ainsi qu'aux régions où le terrain est en pente douce, rendant la collecte des eaux pluviales plus complexe.

II. Avantage :

Le réseau pseudo-séparatif collecte à la fois les eaux pluviales et les eaux usées dans une seule canalisation, ce qui réduit les coûts de construction par rapport aux réseaux entièrement séparatifs. Les eaux pluviales sont également traitées par les stations d'épuration, permettant une utilisation plus efficace des infrastructures existantes. En outre, les réseaux pseudo-séparatifs offrent plus de flexibilité que les réseaux séparatifs, en conciliant les exigences environnementales avec des coûts réduits.

III. Inconvénients :

- Les réseaux pseudo-séparatifs sont moins efficaces que les réseaux séparatifs pour le traitement des eaux pluviales. Ils requièrent également une maintenance régulière pour prévenir les obstructions et les débordements. De plus, ils peuvent être plus susceptibles aux fuites d'eaux usées en raison du nombre plus élevé de points d'accès dans le réseau.

IV. Contraintes d'exploitation :

- Les stations d'épuration dans les réseaux pseudo-séparatifs doivent être conçues pour traiter à la fois les eaux pluviales et les eaux usées, ce qui implique des investissements plus importants. De plus, ces réseaux peuvent être surchargés par les eaux pluviales lors de fortes précipitations. Enfin, les coûts de construction peuvent dépasser ceux des réseaux unitaires en raison des exigences environnementales plus strictes.

III-5- Choix du système d'évacuation

Les principaux critères pour sélectionner le système d'assainissement incluent :

- L'intégration avec le réseau existant en cas d'extension.
- La topographie du terrain.
- Les considérations économiques, nécessitant une analyse comparative des différentes options.
- Les conditions de rejet des eaux.

Pour notre projet, nous avons opté pour le système unitaire, en raison des petites surfaces des localités et des nombreux avantages qu'il présente.

III-5 Schémas d'évacuation :

Un réseau d'assainissement est habituellement conçu en forme de réseau ramifié, et ses configurations peuvent être classées en plusieurs schémas types. Cette section explore les différents schémas rencontrés en pratique, qui varient en fonction de la pente du terrain, de la structure de l'agglomération, et de la localisation de l'exutoire.

III-5-1 Schéma perpendiculaire

Cela concerne souvent les villes ou communes rurales qui privilégient l'évacuation des eaux par les solutions les plus économiques et rapides, sans se soucier suffisamment de l'efficacité du traitement des eaux rejetées.

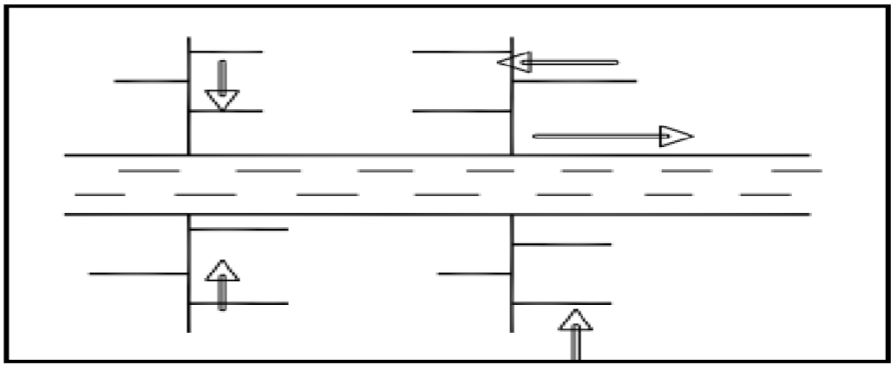


Figure III-5: Schéma perpendiculaire

III-5-2 Schéma par déplacement latéral

Ce type de schéma est adopté lorsque le traitement des eaux usées est nécessaire, en dirigeant toutes les eaux vers un point unique de collecte autant que possible.

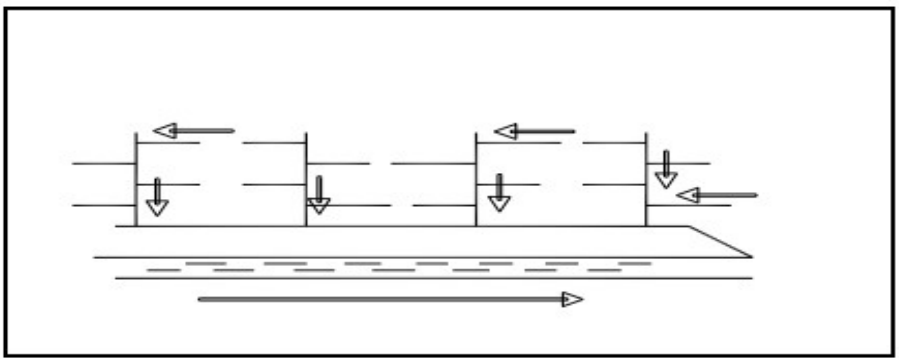


Figure III-6 : Schéma par déplacement latéral

III-5-3 Schéma à collecteur transversal ou oblique

Ce schéma est conçu pour accroître la pente du collecteur lorsque celle de la rivière est insuffisante, en tirant parti de la pente naturelle du terrain vers la rivière.

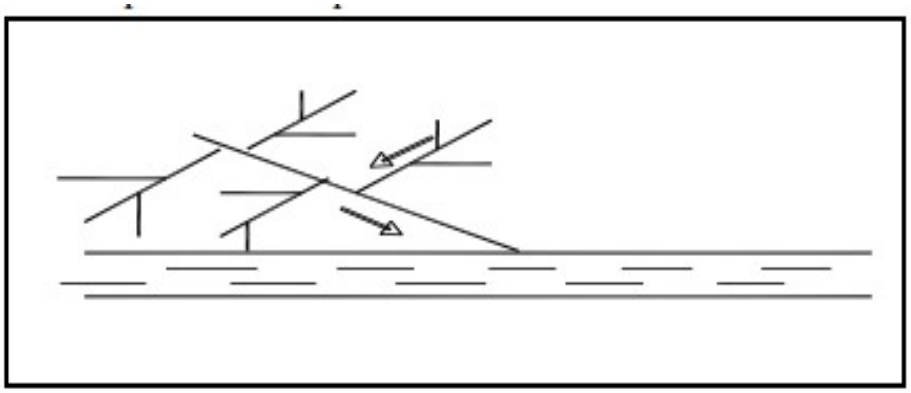


Figure III-7 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III-5-4 Schéma à collecteur étagé

Lorsque l'agglomération est étendue et que la pente est faible, il est nécessaire d'organiser l'assainissement sur plusieurs niveaux.

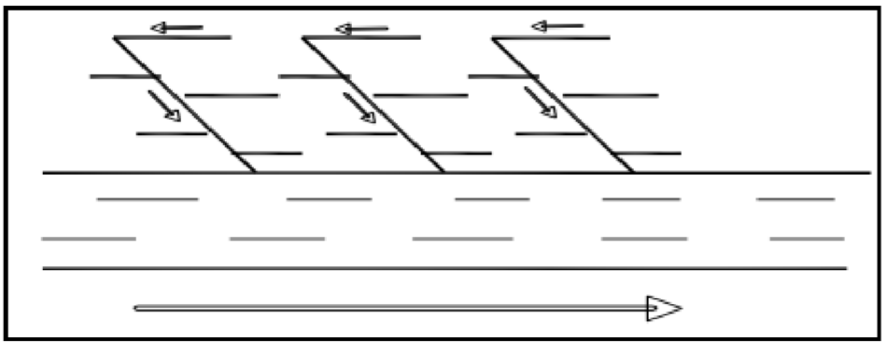


Figure III-8 : Schéma à Collecteur Etagé

III-5-5 Schéma de type radial :

Lorsque l'agglomération est située sur un terrain plat, il est nécessaire de créer une pente pour les collecteurs en ajustant la profondeur de la tranchée. Les eaux sont dirigées vers un bassin de collecte, et un système de relevage est ensuite requis pour acheminer les eaux du bassin vers la station d'épuration.

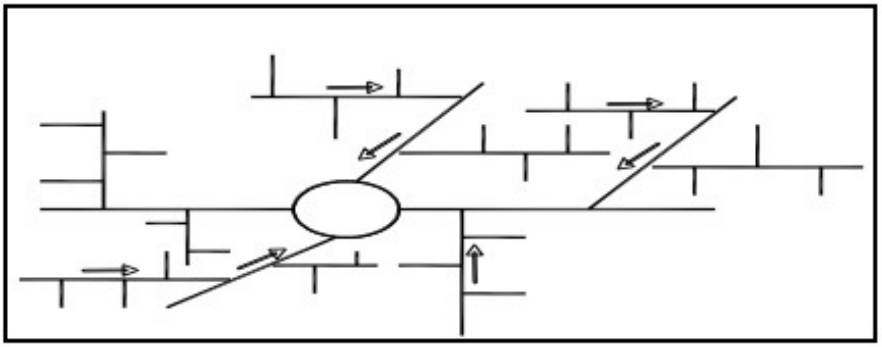


Figure III-9: schéma de type radial.

Remarque :

Pour notre projet, l'agglomération comprend 06 zones situées à proximité les unes des autres. En considérant ces zones comme des surfaces élémentaires, nous envisageons que chacune soit desservie par un collecteur principal. La configuration de ces zones, selon le plan de masse, nous conduit à opter pour un schéma latéral , reliant les différentes zones entre elles.

III-6 Situation démographique

Nous avons déjà déterminé le nombre d'habitants de la zone d'étude au début de ce chapitre. Après avoir estimé les coefficients de ruissellement pour chaque sous-bassin, nous calculons le nombre d'habitants correspondant à chaque sous-bassin. Pour ce faire, nous calculons d'abord la densité partielle, puis le nombre d'habitants dans chaque sous-bassin.

La densité partielle est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$Di = \frac{Cri * Pt}{Crp * A} \quad \text{..... III-02}$$

Tel que :

- **Crp**: le coefficient de ruissellement pondéré, qu'il est calculé par la formule suivante :

$$\text{Crp} = \frac{\sum Ci \times Ai}{A} \quad \text{..... III-03}$$

Avec:

- Cri : le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- Ai : la surface élémentaire de chaque sous bassin.
- Pt : le nombre d'habitants total à horizon de calcul 2054 (**Pt =33248Habitants**).
- A : la surface totale des sous bassins (**A= 50.12 ha**).

Application numérique **:** **Cr*p***=0.76

Ensuite, nous calculons le nombre d'habitants pour chaque sous-bassin en utilisant la relation suivante :

$$P_i = Di * Ai \quad \text{.....III-04}$$

Le tableau suivant récapitule le nombre d'habitant dans chaque sous bassin :

Tableau III–5 : Calcul de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants de chaque sous bassin.

Zone	Superficie (ha)	Cr	Crp	Di	Pi(habitant)
A1	8,82	0,8	0,76	697,6	6153
A2	7,18	0,75	0,76	654,0	4696
A3	9,85	0,8	0,76	697,6	6871
A4	7,32	0,7	0,76	610,4	4468
A5	8,18	0,8	0,76	697,6	5706
A6	8,77	0,7	0,76	610,4	5353
T	50,12				33248

Conclusion

En conclusion, la gestion hydraulique de l'eau et de l'assainissement est fondamentale pour une planification urbaine efficace, surtout dans une agglomération en croissance. Les choix effectués pour cette zone d'étude, incluant un horizon de calcul jusqu'en 2054, une population future estimée à 33248 habitants, un système d'assainissement unitaire, et un schéma perpendiculaire pour les eaux pluviales, sont adaptés pour répondre aux besoins futurs tout en respectant les normes environnementales. Le découpage en 06 sous-bassins permet d'adresser les spécificités de chaque zone, facilitant ainsi le dimensionnement adéquat des infrastructures. Une gestion efficace des eaux pluviales et des eaux usées est essentielle pour assurer la qualité de l'environnement et la santé publique dans cette agglomération en expansion.

Chapitre IV

Estimation des débits à évacuer

Introduction

Le réseau d'assainissement joue un rôle crucial dans la gestion des eaux de ruissellement et des eaux usées provenant de diverses sources. Il est donc essentiel de réaliser une évaluation minutieuse des débits des eaux usées et pluviales avant de dimensionner le réseau. Cette évaluation vise à quantifier les rejets liquides issus des habitations et des activités, dont le volume varie en fonction des caractéristiques de chaque zone urbaine. Une évacuation efficace et sécurisée de ces eaux est indispensable pour prévenir les risques sanitaires et la pollution environnementale. Par conséquent, l'évaluation des volumes à traiter est fondamentale pour assurer la protection de la santé publique et de l'environnement.

IV-1 Origine et nature des eaux à évacuer :

IV-1-1 Les eaux usées :

Les effluents peuvent être classés en quatre catégories selon la nature des polluants qu'ils contiennent :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées provenant des services publics.
- Les eaux usées industrielles.
- Les eaux parasites.

IV-1-1-1 Les eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques proviennent des habitations des agglomérations et se composent principalement des eaux ménagères, telles que celles issues de la cuisine, de la vaisselle, du lavage, des bains et des douches, ainsi que des eaux vannes provenant des sanitaires. La quantité d'eau à évacuer est étroitement liée à la consommation en eau potable, laquelle dépend du type d'habitations, de leur niveau de confort, ainsi que des conditions climatiques locales.

IV-1-1-2 Les eaux usées des services publiques :

Les eaux usées non domestiques proviennent d'établissements publics tels que les bâtiments administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services publics. L'évaluation de ces eaux repose sur la quantité d'eau potable nécessaire pour chaque activité, mesurée en "équivalents habitants", une unité de mesure standardisée permettant d'évaluer de manière homogène les besoins en eau de ces différents utilisateurs.

IV-1-1-3 Les eaux usées industrielles :

Les eaux industrielles proviennent de diverses activités de production ou de transformation. La quantité d'eau évacuée dépend de la nature de l'industrie, des procédés utilisés, et du taux de recyclage réalisé. Pour les industries de production, on évalue l'eau nécessaire en fonction du nombre de produits fabriqués, tandis que pour les industries de transformation, on considère le nombre de travailleurs et leur consommation d'eau. Au-delà du volume, d'autres paramètres comme la température élevée des eaux usées, qui peut endommager les canalisations, doivent être contrôlés pour rester sous les 35°C. De plus, la présence de substances corrosives, toxiques, ou de métaux lourds nécessite un prétraitement dans les installations industrielles avant l'évacuation, afin de minimiser les risques pour la santé publique et l'environnement.

IV-1-1-4 Les eaux parasites :

Les eaux claires parasites comprennent généralement les eaux provenant de drainages, d'infiltrations après des pluies, ou de remontées de nappe phréatique. Ces eaux pénètrent dans les collecteurs par des joints mal réalisés, des déboîtements causés par une mauvaise pose de canalisations, ou des fissures dues aux tassements de sol ou à la pénétration de racines attirées par l'humidité. Leur présence peut perturber le fonctionnement des stations d'épuration, mais leur évaluation reste complexe et se fait principalement sur le terrain. En l'absence de mesures précises, un débit de 0,05 à 0,15 L/s/ha est souvent préconisé pour estimer ces eaux.

IV-1-2 Les eaux pluviales :

Les eaux pluviales, issues principalement des précipitations, sont des eaux de surface qui doivent être collectées et évacuées pour prévenir les inondations. En plus des précipitations, ces eaux incluent celles provenant de l'arrosage, du lavage des marchés, des rues, des espaces publics, des jardins, et des cours d'immeubles. Elles sont généralement collectées par des systèmes spécifiques, sauf dans le cas de réseaux unitaires. Au début des pluies, ces eaux contiennent souvent une concentration élevée de matières organiques, en particulier dans les zones industrielles, en raison du lessivage des surfaces. Elles peuvent également transporter du sable, risquant de s'accumuler dans les canalisations si l'écoulement est ralenti.

IV-2 Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité quotidienne des eaux usées à évacuer repose sur la consommation d'eau potable. Le volume des rejets à évacuer dépend du type et de la nature de l'agglomération ainsi que des différentes catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines, etc.). Plus une agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est importante.

IV-2-1 Débits des eaux usées domestiques :

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas entièrement rejetée dans le réseau d'assainissement. On estime généralement que seulement 70% à 80% de l'eau consommée est évacuée.

IV-2-1-1 Débit moyen journalier :

Pour estimer le débit des eaux usées à évacuer, la dotation en eau potable consommée sert de référence. Le débit moyen journalier des rejets est alors calculé à partir de la relation suivante :

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{K_r \times D \times N_{hab}}{86400} \text{ .....VI-1}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{dom}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude 2054 (**33248 habitants)**.
- Kr : coefficient de rejet est estimé à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j. (Source DRE).
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

IV-2-1-2 Débit de pointe d'eaux usées

Étant donné que la consommation d'eau, ainsi que le rejet des eaux usées, fluctuent au cours de la journée, il est nécessaire de déterminer le débit de pointe des eaux usées. Ce débit maximal est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_p^{dom} = K_p \times Q_{moy,j}^{dom} \text{ ..... VI-2}$$

Avec :

-Q_p^{dom}: débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).

-$Q_{moy,j}^{dom}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).

- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

si : $Q_{moy,j}^{dom} \geq 2.81\ L/s$

$$K_p = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Q_{moy.j}^{dom}}} \quad \text{..... VI-3}$$

si : $Q_{moy,j}^{dom} < 2.81\ L/s$

$$K_p = 3$$

IV-3-Evaluation des débits des équipements :

Nous avons précédemment abordé les équipements présents et projetés dans l'agglomération. Nous allons désormais procéder au calcul des débits associés à ces équipements afin d'estimer le débit des eaux usées pour chaque zone spécifique. Les résultats de ces calculs sont récapitulés dans le tableau N° VI.1 comme suit :

Tableau IV.1 : Calculs des débits pour chaque surface élémentaire

Zone	Hab	Dot	Q usée dom	equi	N equi	Dot Eau	Q equi(l/s)	Qmoy(l/s)	Kp	Qpt(l/s)	Qinf (l/s/ha)	A (ha)	Q inf (l/s)	Q t(l/s)	Qt (m3/s)
A1	6153	150	8,55	CEM	850	15	0,15	8,77	2,34	20,55	0,15	8,82	1,32	21,87	0,022
				mosqué	630	10	0,07								
A2	4696	150	6,52	Primaire	435	15	0,08	6,60	2,47	16,33	0,15	7,18	1,08	17,40	0,017
				locaux commerciaux	20	15	0,003								
A3	6871	150	9,54	mosqué	600	10	0,07	9,61	2,31	22,17	0,15	9,85	1,48	23,65	0,024
A4	4468	150	6,21	locaux commerciaux	15	10	0,002	6,212	2,50	15,54	0,15	7,32	1,10	16,64	0,017
A5	5706	150	7,93	lycée	750	15	0,13	8,06	2,38	19,18	0,15	8,12	1,22	20,40	0,020
				poste	10	10	0,001								
A6	5353	150	7,43	Primaire	360	15	0,06	7,54	2,41	18,18	0,15	8,77	1,32	19,50	0,019
				mosqué	400	10	0,05								

IV.4. Evaluation des débits des eaux pluviales

Les eaux pluviales incluent celles issues des précipitations atmosphériques ainsi que les eaux générées par l'arrosage, le lavage des voies publiques et privées, les jardins, les cours d'immeubles, et la vidange des bassins de natation. Il s'agit principalement d'eaux de ruissellement de surface. Pour estimer les eaux pluviales, comme détaillé au chapitre 03, nous avons considéré chaque zone comme une surface élémentaire. À chaque surface élémentaire, un coefficient de ruissellement pondéré est attribué en fonction de la nature du sol. La quantification des eaux de ruissellement est effectuée en utilisant plusieurs méthodes, notamment la méthode rationnelle et la méthode superficielle.

IV.4.1 Choix de la méthode

En considérant les conditions spécifiques des méthodes disponibles et les caractéristiques de notre agglomération telles que la surface, la pente et le coefficient de ruissellement, la méthode rationnelle s'avère la plus appropriée pour notre cas.

IV.5 Méthode rationnelle

Cette méthode, particulièrement efficace pour les bassins urbanisés de petite taille, est idéale lorsqu'il s'agit de décomposer une surface urbaine en secteurs définis par des lignes isochrones pour des surfaces plus grandes. Elle permet d'estimer les débits pluviaux résultant d'une pluie de moyenne intensité (i), supposée uniforme durant l'événement pluvieux sur une surface d'influence (A) avec un coefficient de ruissellement (C_r). Étant donné que l'intensité de la pluie n'est pas homogène, car elle se concentre généralement autour d'un épicentre et se diffuse, un coefficient de répartition de la pluie est appliqué pour ajuster les calculs. La méthode rationnelle est exprimée par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad \text{……VI-4}$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- **A** : surface d'apport (ha).
- $\mathbf{C_r}$: coefficient de ruissellement.
- **i** : Intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre II (Etude hydrologique) prise égale à i= 141(l / s / ha).
- $\boldsymbol{\alpha}$: coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité.

Le coefficient correcteur d'intensité (**α**) est déterminé expérimentalement pour compenser la répartition inégale des pluies de courte durée et de forte intensité. Ce coefficient est évalué en fonction de la configuration de la surface urbanisée :

- Pour les surfaces de drainage inférieures ou égales à 10 hectares, (**α**) est fixé à 1.
- Pour des surfaces plus grandes, (**α**) est calculé en tenant compte du cheminement hydraulique le plus long ainsi que de la géométrie de la zone.

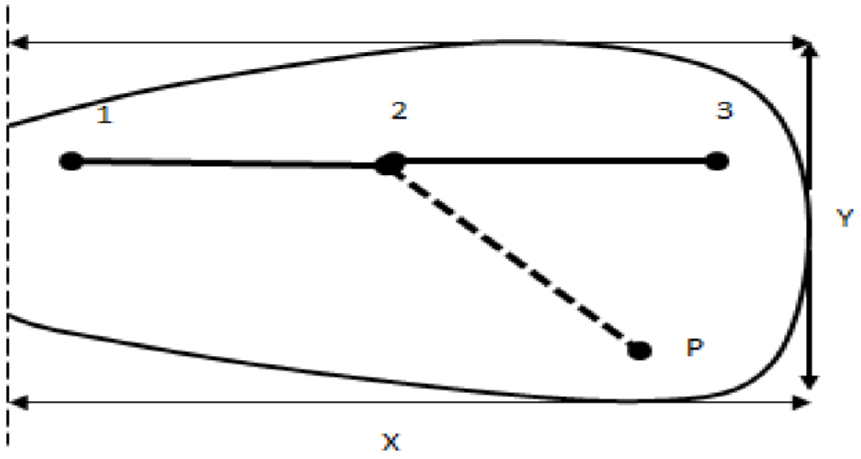


Figure IV-1 : Principe schématique de détermination du coefficient « α »

Tel que :

P : Le point qui se trouve en amont du collecteur 1-2.

P-2 : La distance entre le point 2 et p.

Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance (p-2)

(P-2) en 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	0.9	0.86	0.83	0.8	0.78	0.76	0.75
(p-2) en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y< X/2	0.76	0.75	0.73	0.72	0.7	0.69	0.68
Y> X/2	0.72	0.7	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Source (Polycopies d'assainissement B.SALAH, 2014)

IV.5.1.1 Hypothèses de la méthode :

- Le débit de pointe (Q_{pluv}) est observé à l'exutoire uniquement lorsque la durée de l'averse dépasse le temps de concentration du bassin versant. De plus, ce débit de pointe correspond à la même période de retour que l'intensité moyenne de la pluie qui le génère. Il est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée équivalente au temps de concentration du bassin versant.

IV-5-1-2 Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est particulièrement efficace pour les surfaces de taille relativement petite, où elle fournit des résultats précis grâce à une estimation fiable du coefficient de ruissellement. Elle est adaptée aux zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes, offrant une meilleure performance pour des surfaces plus réduites.

IV-5-1-3 Temps de concentration

Le temps de concentration est le délai nécessaire pour que l'eau de pluie atteigne le point le plus éloigné du bassin versant depuis le début de l'averse.

$$Tc = t_1 + t_2 + t_3 \quad \text{VI.5}$$

Tel que :

- t1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations ;

$$t_1 = \frac{L}{60.V} \quad \text{VI.6}$$

- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;
- t_3 : Temps de ruissellement dans une surfacene comportant pas de canalisations ;

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad \text{VI.7}$$

Avec :

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

Trois scénarios peuvent être considérés pour déterminer le temps de concentration :

- **Sans canalisation** : Lorsque le bassin ne comporte pas de canalisation, le temps de concentration Tc est équivalent au temps de transport superficiel Tc = t_3 ;
- **Avec parcours superficiel et canalisation** : Lorsque le bassin comporte d'abord un parcours superficiel suivi d'une canalisation, le temps de concentration Tc est la somme du temps de transport superficiel t_1 et du temps dans la canalisation t_3
- **Urbanisé avec canalisation** : Pour un bassin urbanisé avec une canalisation, le temps de concentration Tc est la somme du temps de transport superficiel t_1 et du temps dans la canalisation t_2.

Pour les zones peu allongées, le temps de concentration $_{Tc}$ peut généralement être estimé à l'aide de la formule suivante :

Cette relation est appropriée pour les surfaces où la longueur du parcours est relativement courte.

$$Tc= 3.98 \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.77} \text{ .....} \textbf{VI.8}$$

Avec :

- I : La pente du terrain (%)
- L : représente la distance moyenne de l'eau de pluie jusqu'à l'exutoire (Km).

Pour notre projet, le temps de concentration sera calculé comme suit : Tc=t1+t2

Les résultats obtenus à l'aide de la méthode rationnelle sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-3: Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire

A(ha)	cr	alpha	I (l/s/ha)	Qpluv(l/s)	Qpluv(m3/s)
8,82	0,8	1	141	994,90	0,99
7,18	0,75	1	141	759,29	0,76
9,85	0,8	1	141	1111,08	1,11
7,32	0,7	1	141	722,48	0,72
8,18	0,8	1	141	922,70	0,92
8,77	0,7	1	141	865,60	0,87

IV.6. Calcul du débit total :

Étant donné que le réseau choisi est unitaire, il est nécessaire de calculer le débit total dans chaque surface élémentaire. Celui-ci sera la somme des débits pluviaux, parasites et des eaux usées.

Le tableau VI-5 ci-dessous récapitule le débit total pour chaque surface élémentaire :

Tableau IV-4 : Calcul de débit pour chaque surface élémentaire.

A(ha)	Qt(m3/s)	Qpluv(m3/s)	QT (m3/s)
8,82	0,22	0,99	1,21
7,18	0,017	0,76	0,78
9,85	0,024	1,11	1,14
7,32	0,017	0,72	0,74
8,18	0,02	0,92	0,94
8,77	0,019	0,87	0,88

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons quantifié le débit total à évacuer, comprenant les eaux usées, les eaux parasites et les eaux pluviales. Les surfaces élémentaires évaluées vont de 7.18ha à 9.85 ha, avec des débits variants entre 0,74 m³/s et 1,21 m³/s. Ces résultats sont cruciaux pour le calcul hydraulique nécessaire à un dimensionnement précis du réseau et de ses infrastructures annexes. Ils permettront d'assurer une gestion efficace et adaptée des eaux dans l'agglomération.

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction

Ce chapitre vise à dimensionner le réseau d'évacuation pour les zones concernées. Les réseaux d'assainissement doivent assurer une élimination rapide des eaux usées provenant des habitations et un transport hygiénique de ces eaux usées dans des conditions optimales.

V-1 Principe de conception d'un réseau d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs éléments clés :

1. Collecteurs : Ils doivent être dimensionnés pour assurer le transport efficace des débits provenant des conduites connectées. Leur emplacement, profondeur, dimensions (diamètres intérieur et extérieur), et pentes doivent être définis avec précision.

2. Regards : Les regards de visite et de jonction jouent un rôle crucial dans le réseau. Leur positionnement stratégique, profondeur et caractéristiques doivent être soigneusement déterminés pour faciliter l'inspection, l'entretien et le bon fonctionnement du système.

3. Écoulement gravitaire : Généralement, les réseaux d'assainissement fonctionnent par écoulement gravitaire, permettant aux eaux usées de s'écouler naturellement vers les points les plus bas. Cependant, des dispositifs de relevage peuvent être nécessaires dans certains cas particuliers, comme les contre-pentes, pour garantir un écoulement optimal.

En tenant compte de ces éléments essentiels, il est possible de concevoir un réseau d'assainissement à la fois efficace et fonctionnel. Avant d'entamer le calcul hydraulique du réseau, les hypothèses suivantes sont posées :

- L'écoulement est considéré comme uniforme et à surface libre.
- La perte de charge est assimilée à l'énergie potentielle, correspondant à la différence de niveau entre les plans d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour transporter un débit en pleine section (Qps), supposé représenter le débit maximal.

V-2 Mode de dimensionnement des canalisations :

V-2-1 Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs s'effectue à surface libre, et le débit est déterminé par la formule de continuité :

$$Q = V \times Sm \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5\text{-}1)$$

Avec :

Q : le débit capable de l'ouvrage (m3/s).

Sm : section mouillée (m²).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont dimensionnés en utilisant une formule d'écoulement dérivée de celle de Chezy, où la vitesse d'écoulement est calculée selon l'expression suivante :

$$V = C \times \sqrt{Rh \times I} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5-2)}$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement (m/s).

C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

I : pente motrice de l'écoulement (m/m).

Rh : rayon hydraulique (m), donné par :

Où :

$$Rh = \frac{Sm}{Pm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5-3)}$$

Pm : le périmètre mouillé (m).

- **Formule de Manning-Strickler :**

  Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

  $$C = K \times Rh^{1/6} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5-4)}$$

  Avec :
  K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ;sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.
  La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

  $$V = K \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5-5)}$$

  Et le débit capable de l'ouvrage :

  $$Q = K \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \times Sm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5-6)}$$

- **Procédé de calcul :**

  1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
  2- Le diamètre calculé est exprimé par :

  $$Dcal = \left(\frac{3{,}2036 \times Qt}{Ks \times \sqrt{I}}\right)^{\frac{3}{8}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5-7)}$$

  Où :

  $$Qt = Qeu + Qpl \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5-8)}$$

  Avec :
  Qeu (m3/s) : Débit d'eaux usées.
  Qpl (m3/s) : Débit d'eau pluvial.

Tableau V-01 : Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

Type de matériaux	Coefficient de rugosité « Ks »
Conduites métallique rivée ou avec de	
Nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites et fontes ou en béton (très veilles)	70
Conduites en fontes en service ou en béton	
Avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibrociment,	
En tôle sans soudures, Acier galvanisé	90
Font revêtue intérieurement neuve	90
Conduite en PVC, PEHD	100

Source : BOURRIER.R (2008)

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

4- La vitesse à pleine section est calculée

Pour un rayon hydraulique

$$Rh = \frac{Dn}{4};$$

On a :

$$Vps = K \times \left(\frac{Dn}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \text{.....(5-9)}$$

Le débit à pleine section :

$$Qps = \pi \times \frac{Dn^2}{4} \times V \text{.....(5-10)}$$

5- Le rapport des débits :

$$Rq = \frac{Qt}{Qps} \text{.....(5-11)}$$

- Le rapport des vitesses :

$$Rv = \frac{Vmoy}{Vps} \text{.....(5-12)}$$

6- Le rapport des hauteurs :

$$Rh = \frac{H}{Dnor} \text{.....(5-13)}$$

- **Formule de BAZIN :**
  Le coefficient de Chézy est déterminé par la formule de Bazin, qui s'exprime ainsi :

$$C = \frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} \text{.....(5-14)}$$

  Où :
  - γ : Le coefficient de Chézy, déterminé par la formule de Bazin, varie en fonction des matériaux des conduites et de la nature des eaux transportées.
- **Réseau unitaire :**

  Il est important de considérer que des dépôts peuvent se former, entraînant un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Par conséquent, le coefficient de la formule de Bazin a été ajusté en conséquence.
  γ = 0.46 ;
  Le coefficient de Chézy peut être approximativement exprimé par la formule suivante :

$$C = 60 \times Rh^{1/4} \text{.....(5-15)}$$

  Ainsi, la vitesse d'écoulement et le débit maximal que l'ouvrage peut supporter sont calculés comme suit :

$$V = 60 \times Rh^{3/4} \times I^{1/2} \text{.....(5-16)}$$
$$Q = 60 \times Rh^{3/4} \times I^{1/2} \times Sm \text{.....(5-17)}$$

- **Les abaques de Bazin :**
  Les abaques, présentés en annexe, ont été élaborés à partir de la formule de Chézy-Bazin. Pour prendre en compte la nature de l'effluent, le type de canalisation et le type de joint, le coefficient « K » de la formule de Manning-Strickler a été fixé à K = 100. Ces abaques sont conçus pour le débit à pleine section, avec un rayon hydraulique

$$Rh = Dn/4.$$

- ✓ **Abaque 1** : Utilisé pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou unitaire.
- ✓ **Abaque 2-a** : Pour les canalisations circulaires.
- ✓ **Abaque 2-b** : Pour les canalisations ovoïdes.

  Les nomogrammes suivants permettent de déterminer les variations de débit et de vitesse en fonction de la hauteur de remplissage, afin d'évaluer les caractéristiques capacitaires des conduites ou d'apprécier les possibilités d'auto-curage :

- ✓ **Nomogramme 3-a** : Pour les ouvrages circulaires.
- ✓ **Nomogramme 3-b** : Pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

- **Procédé de calcul :**

❖ À **l'aide des abaques (1), (2-a) ou (2-b)** :

- En connaissant la pente et le débit, on peut déterminer le diamètre normalisé (DN), la vitesse à pleine section (vps) et le débit à pleine section (Qps). Ensuite, le rapport des débits (rQ) peut être calculé en utilisant la relation (5-11).

❖ D'après **les abaques (3-a) ou (3-b)** :

- En utilisant le rapport des débits (rQ), il est possible de déterminer le rapport des vitesses (rv) et le rapport des hauteurs (rH). Ces rapports permettent ensuite de calculer la vitesse d'écoulement (v) et la hauteur de remplissage (H).

- **Conditions d'auto curage :**

Un réseau d'assainissement doit être conçu pour être auto-curant, ce qui signifie qu'il doit permettre l'évacuation des sédiments, comme le sable, grâce aux débits normaux du système. Cela évite l'accumulation de dépôts et prévient l'érosion des parois des conduites.

Pour $\frac{1}{10} Qps : V \geq 0.6\, m/s$

Pour $\frac{1}{100} Qps : V \geq 0.3\, m/s$

Ces limites sont respectées avec :

- vps = 1 m/s ; pour une section circulaire.

$$\left(rq = 0.1 \rightarrow rv = \frac{v}{vps} = 0.55 \rightarrow vps \geq 1 m/s\right)$$

- vps = 0.9 m/s ; pour une section ovoïde.

- **Normes d'écoulement et d'implantation :**

Canalisations :

✓ Diamètre minimal : Le diamètre des canalisations circulaires ne doit pas être inférieur à 315 mm pour prévenir les risques d'obstruction.

✓ Pente minimale : Les canalisations doivent être inclinées de manière à favoriser l'auto-curage ; une pente minimale de 0,2 % est requise.

- ✓ Pompage : Il est conseillé d'éviter autant que possible le relèvement des eaux par pompage.
- ✓ Couverture : La canalisation doit être recouverte d'au moins 80 cm de terre.
- ✓ Vitesse maximale : La vitesse d'écoulement maximale à pleine section devrait être autour de 4 m/s, conformément aux limites indiquées sur les abaques.

- **Dimensionnement du réseau d'assainissement**

  Le dimensionnement des collecteurs ainsi que la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont présentés dans les tableaux suivants :

  - **CR** : Cotes projets (m)
  - **L** : Longueur de conduite entre deux regards (m)
  - **I** : Pente (%)
  - **Q** : Débit total (m^3/s)
  - **Qps** : Débit à pleine section (m^3/s)
  - **Vps** : Vitesse à pleine section (m/s)
  - **Dnor** : Diamètre normalisé (mm)
  - **Rq** : Rapport des débits
  - **Rh** : Rapport des hauteurs
  - **Rv** : Rapport des vitesses
  - **H** : Hauteur de remplissage (mm)

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné les aspects hydrauliques du dimensionnement du réseau d'assainissement. Après avoir dimensionné les collecteurs principaux et secondaires et déterminé leurs paramètres hydrauliques, nous constatons que les vitesses d'écoulement sont suffisantes pour assurer l'auto-curage, garantissant ainsi une évacuation efficace des dépôts.

Chapitre VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Le réseau d'assainissement est crucial pour le bon fonctionnement de la collectivité, garantissant à la fois l'évacuation rapide des eaux pluviales et le transport hygiénique des eaux usées. Il doit être conçu pour être étanche et durable. Les ouvrages principaux assurent la couverture complète du réseau, tandis que les ouvrages annexes, tels que les bouches d'égout, les regards et les déversoirs d'orage, facilitent une exploitation efficace et rationnelle du système. Ce chapitre présente une description détaillée des différents ouvrages hydrauliques nécessaires à l'assainissement de notre agglomération.

VI-1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux sont essentiels pour l'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration. Ils incluent les conduites et les joints. Ces conduits sont conçus avec des diamètres croissants de l'amont vers l'aval. Dans notre projet, ce principe est appliqué aux collecteurs principaux et secondaires pour garantir une évacuation efficace.

VI-1-1 Les canalisations :

Les conduites se présentent sous différentes formes :

- **Tuyaux cylindriques** : Préfabriqués en usine, souvent normalisés, ces tuyaux peuvent être visitables ou non visitables. Ils sont couramment utilisés pour leur flexibilité et leur facilité d'installation.
- **Tuyaux ovoïdes** : Préfabriqués en usine et normalisés, ces tuyaux sont conçus pour des applications spécifiques mais sont moins courants.
- **Ouvrages visitables** : Destinés aux émissaires importants d'évacuation, ces ouvrages sont principalement utilisés dans les grandes villes pour leur capacité à faciliter l'entretien.

Pour notre projet, nous avons opté pour des tuyaux cylindriques en raison de leur praticité technique et de leur facilité d'installation, les rendant plus adaptés que les tuyaux ovoïdes dans ce contexte.

VI-1-2 Matériaux des canalisations :

Les types de tuyaux utilisés pour les réseaux d'assainissement comprennent :

- **Tuyaux en béton non armé** : Utilisés principalement pour des applications moins exigeantes en termes de résistance mécanique.
- **Tuyaux en béton armé** : Offrent une meilleure résistance et sont adaptés aux charges lourdes et aux environnements difficiles.
- **Tuyaux en fibre-ciment** : Composés de ciment et de fibres, ces tuyaux sont connus pour leur légèreté et leur résistance à la corrosion.
- **Tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC)** : Réputés pour leur légèreté, leur résistance à la corrosion et leur facilité d'installation.
- **Tuyaux en fonte** : Très résistants et durables, souvent utilisés dans les réseaux nécessitant une haute performance mécanique.

VI-1-3 Choix du type de canalisation :

Pour choisir les types de conduites, plusieurs facteurs doivent être pris en compte :

- **Pentes du terrain** : Affectent la conception et l'installation des conduites.
- **Diamètres utilisés** : Influencent la capacité de transport des conduites.
- **Nature du sol traversé** : Détermine la résistance et la durabilité des matériaux.
- **Nature chimique des eaux usées** : Impose des exigences spécifiques sur la résistance des matériaux.
- **Efforts extérieurs dus au remblai** : Influencent la sélection des matériaux et le design des conduites.

Pour notre projet, compte tenu de l'absence d'agressivité marquée du sol vis-à-vis des matériaux de collecteurs, nous avons choisi d'utiliser des collecteurs en PVC et BA pour l'ensemble du réseau,

Voici une reformulation des caractéristiques des matériaux pour les collecteurs :

i. PVC

• **Résistance à la corrosion** : Le PVC ne se dégrade pas au contact des eaux usées et des agents chimiques, ce qui garantit sa longévité.

• **Légèreté** : Les tuyaux en PVC sont légers, ce qui facilite leur transport et leur installation sur le chantier.

• **Étanchéité élevée** : Grâce à des joints hermétiques, le PVC empêche les fuites et les infiltrations dans le réseau.

• **Durabilité** : Le PVC offre une bonne résistance mécanique et aux chocs, prolongeant ainsi la durée de vie des conduites.

• **Faible coût d'entretien** : Les canalisations en PVC nécessitent peu d'entretien en raison de leur résistance aux dépôts et aux obstructions.

ii. **Béton armé :**

- **Résistance structurelle :** Le béton armé offre une résistance élevée aux charges et aux contraintes mécaniques.
- **Durabilité :** Ce matériau est conçu pour une longévité importante, avec une étanchéité efficace et une stabilité dimensionnelle même face aux variations environnementales.
- **Capacité de charge :** Il est adapté pour supporter des charges lourdes, ce qui le rend idéal pour des tronçons exposés à des conditions sévères.

VI.1.4.Les essais de conduites préfabriqués :

Pour garantir le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, il est crucial de réaliser plusieurs types d'essais, notamment :

- **Essai d'écrasement :** Ce test évalue la capacité des conduites à supporter des charges importantes sans déformation ou rupture. Il est essentiel pour vérifier la résistance structurale des conduites.
- **Essai d'étanchéité :** Cet essai permet de s'assurer que les conduites ne présentent pas de fuites, garantissant ainsi une évacuation des fluides sans pertes et sans contamination de l'environnement.
- **Essai de résistance à la corrosion :** Ce test examine la capacité des conduites à résister aux effets néfastes des agents corrosifs. Il est essentiel pour assurer la durabilité des

conduites face aux conditions environnementales et chimiques auxquelles elles peuvent être exposées.

Ces essais sont indispensables pour garantir la qualité, la durabilité et la performance des conduites préfabriquées, assurant ainsi un fonctionnement fiable et efficace du système d'assainissement.

VI-1-5 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations doivent être sélectionnées en tenant compte des actions extérieures et intérieures auxquelles elles sont exposées pour garantir leur durabilité et leur performance. Ces actions incluent :

a) **Action mécanique :** Cette action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier présentes dans le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité peut entraîner une détérioration des parois intérieures par érosion, particulièrement lorsque les vitesses d'écoulement sont élevées en raison du relief.

b) **Action statique :** Les actions statiques proviennent des surcharges fixes ou mobiles, telles que le poids du remblai, les variations du niveau d'eau dans les canalisations, et les charges dues au trafic routier. Ces forces doivent être prises en compte pour garantir que les canalisations résistent aux pressions et aux contraintes exercées.

c) **Action chimique :** Ces actions se produisent généralement à l'intérieur des canalisations. Une diminution du pH peut favoriser le développement de bactéries acidophiles, lesquelles peuvent produire de l'acide sulfurique (H_2S). Cet acide est corrosif et peut gravement endommager les conduites.

Pour assurer la résistance aux ces types d'actions, il est crucial de choisir des matériaux adaptés et de concevoir les canalisations en fonction des conditions spécifiques de chaque projet.

VI-1-6 Les joints des conduites :

Le choix des assemblages pour les canalisations est crucial et dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature des eaux transportées, la stabilité du sol, et les caractéristiques des tuyaux (diamètre, épaisseur). Voici les types de joints utilisés pour chaque type de conduite :

Pour les conduites en PVC :

1. **Joint à emboîtement :** Ce joint, facile à installer sans outils spéciaux, utilise des bagues d'étanchéité en caoutchouc pour assurer une étanchéité fiable entre les tuyaux. Il permet également une certaine flexibilité pour absorber les mouvements et déformations des conduites.
2. **Joint électrosoudable :** Ce joint, réalisé par électrofusion, assure une connexion homogène et robuste entre les tuyaux. Il offre une excellente étanchéité et résistance mécanique, idéal pour les applications nécessitant une haute résistance à la pression.

Pour les conduites en béton armé traversant un oued :

1. **Joint préfabriqué en béton armé :** Ces joints, souvent utilisés dans les projets d'assainissement en Algérie, facilitent une installation rapide et garantissent une étanchéité efficace et une connexion solide entre les sections de conduites.
2. **Joint en mortier :** Appliqué autour des extrémités des conduites, le mortier forme un joint étanche et durable. Il est bien adapté aux conditions spécifiques des oueds, offrant une bonne résistance à l'eau.



FigureVI.1 : joint de mortier

VI.1.6. Pose de canalisation :

A. Conditions de Pose des Canalisations :

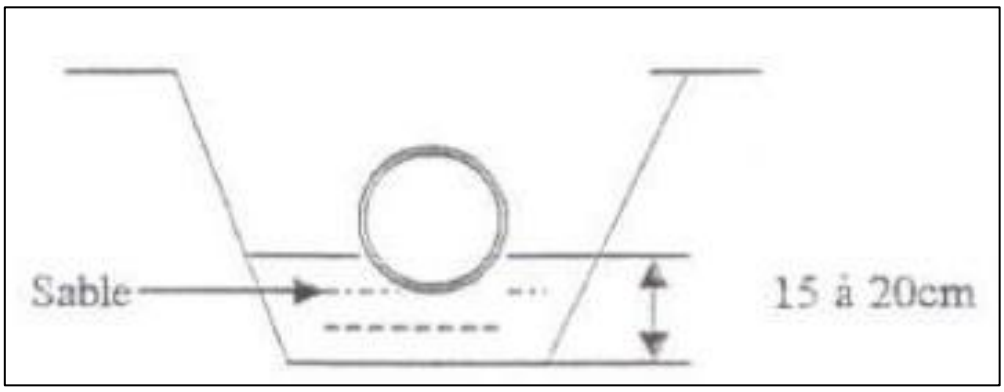
Pour assurer la qualité et la durabilité des installations de canalisations, il est crucial de respecter les conditions suivantes lors de leur pose :

- **Profondeur d'Enfouissement :** Les canalisations doivent être enterrées sous une couverture minimale de 80 cm au départ pour protéger contre les impacts et les contraintes externes.
- **Surface de Pose :** Évitez de placer les tuyaux sur des surfaces irrégulières ou des tas de matériaux susceptibles de concentrer les efforts d'écrasement ou de provoquer une flexion longitudinale excessive.
- **Préparation du Fond de Fouille :** Assurez-vous que le fond de fouille est bien rectiligne pour garantir un appui uniforme des tuyaux le long de leur longueur.
- **Conditions de Séchage :** Déplacez les tuyaux sur des fouilles sèches pour éviter l'accumulation d'eau, qui pourrait compromettre leur stabilité.
- **Élimination des Points Durs :** Retirez toutes les imperfections du fond de fouille, telles que les grosses pierres, les crêtes rocheuses ou les anciennes maçonneries, car elles peuvent entraîner des surfaces inégales et des points de concentration des contraintes.

Terrain Normal :

- **Support de Pose :** Dans un terrain normal, les canalisations doivent être posées sur un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm. Ce sable assure une base solide et régulière, permettant une répartition uniforme des charges.
- **Préparation du Fond de Fouille :** Assurez-vous que le fond de fouille est exempt de massifs durs comme les grosses pierres, les rochers ou les vieilles maçonneries.
- **Réalisation des Joints :** Les joints entre les sections de canalisation doivent être réalisés avec soin, conformément aux recommandations du fabricant, pour garantir l'étanchéité du réseau et prévenir les fuites.

Le respect de ces conditions est essentiel pour garantir la solidité et la fonctionnalité des canalisations, en assurant une base stable et des connexions étanches.



FigureVI-2: Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VI-2 Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes comprennent tous les dispositifs nécessaires pour la connexion, l'accès, la réception des eaux usées et l'évacuation des eaux pluviales. Ils jouent un rôle crucial dans le bon fonctionnement et la gestion efficace du réseau d'assainissement. Ils se classifient en deux catégories principales :

- **Ouvrages Normaux :** Ces ouvrages incluent les éléments standardisés et couramment utilisés dans le réseau d'assainissement, tels que les bouches d'égout, les regards de visite et les déversoirs d'orage.
- **Ouvrages Spéciaux :** Ces ouvrages sont conçus pour répondre à des besoins spécifiques ou à des conditions particulières du réseau, tels que les dispositifs de relevage, les installations de traitement des eaux pluviales, ou les structures de contrôle et de régulation des débits.

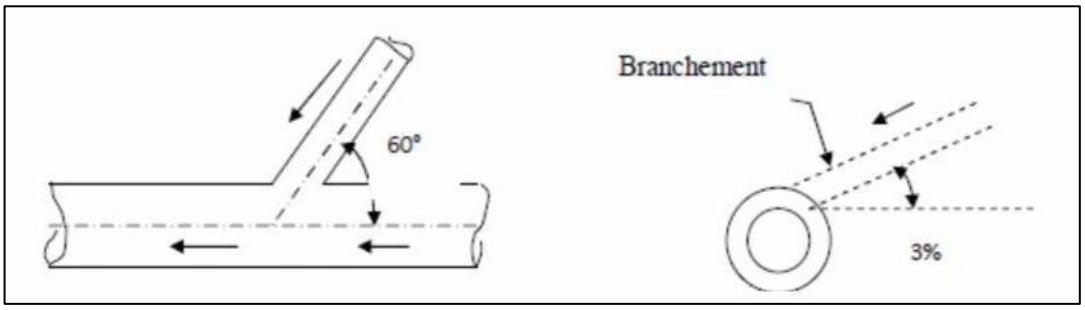
VI-2-1-Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont des éléments courants du réseau, présents aussi bien en amont que le long des conduites. Ils remplissent principalement des fonctions de collecte des effluents ou d'accès au réseau d'assainissement.

VI-2-1-1-Les branchements :

Les branchements jouent un rôle crucial dans la collecte des eaux usées et pluviales provenant des immeubles. Ils se composent de trois éléments essentiels :

- **Le regard de façade** : Situé en bordure de la voie publique, près de la façade du bâtiment raccordé, il permet un accès facile pour l'entretien et le contrôle du réseau.
- **Les canalisations de branchement** : Idéalement, ces canalisations sont raccordées à un angle oblique de 45° ou 60° par rapport à l'axe principal du réseau public.
- **Les dispositifs de raccordement** : Ceux-ci doivent être adaptés à la nature et aux dimensions du réseau public pour assurer une connexion efficace.



FigureVI-3 : Exemple d'un branchement simple

VI-2-1-2 Fossés :

Les fossés sont conçus pour recueillir les eaux de ruissellement provenant des chaussées en milieu rural. Ils nécessitent un entretien régulier pour garantir leur bon fonctionnement.

VI-2-1-3 Caniveaux :

Ils sont conçus pour recueillir les eaux pluviales qui ruissellent sur les chaussées et les trottoirs, puis pour acheminer ces eaux vers les bouches d'égout.

VI-2-1-4 Bouches d'égout :

Les bouches d'égout servent à recueillir les eaux superficielles, qu'elles soient pluviales ou issues du lavage des chaussées. Elles sont généralement situées aux points bas des caniveaux ou sous les trottoirs. En moyenne, les bouches d'égout sont espacées de 50 mètres, et leur section d'entrée est dimensionnée en fonction de cet écartement pour gérer le débit des eaux de pluie provenant de l'amont.

Il existe deux types principaux de bouches d'égout :

- **Bouches à accès latéral** : qui recueillent les eaux à partir des côtés.
- **Bouches à accès par le haut** : qui captent les eaux de ruissellement directement par le dessus

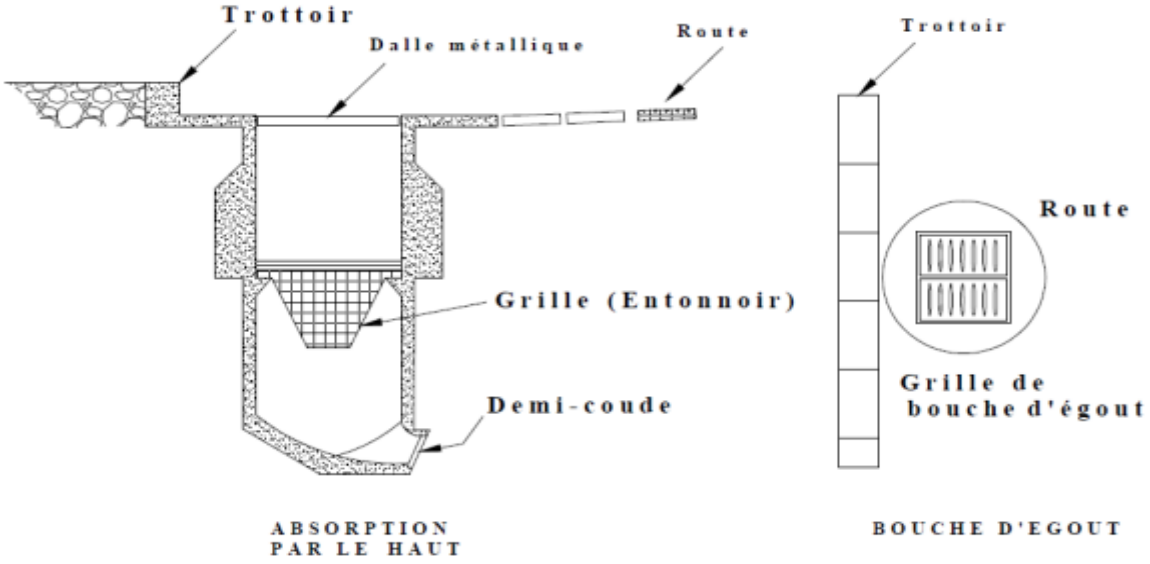


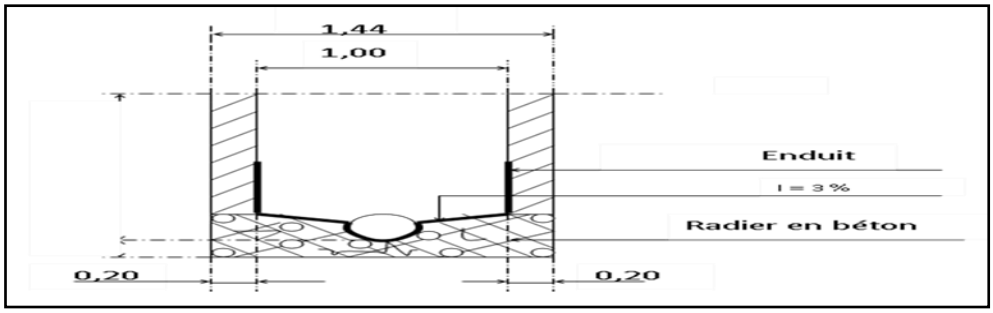
Figure VI-4 : Exemple d'une bouche d'égout (Pénétration par le haut)

Dans notre projet, nous avons sélectionné les bouches d'égout illustrées dans la figure. VI-4

VI-2-1-5- Regards :

Les regards permettent aux équipes d'entretien d'accéder au réseau pour effectuer la maintenance et le contrôle. Leur conception varie selon l'encombrement, la pente du terrain et le système d'évacuation utilisé. On distingue plusieurs types de regards :

- Les regards simples sont utilisés pour connecter des collecteurs de même diamètre ou de diamètres différents. Dans notre projet, ce type de regard est employé pour tous les collecteurs du réseau en raison de leur fonction de raccordement et de ventilation.



FigureVI-5 : Exemple d'un regard simple

Les regards jouent un rôle crucial dans l'entretien et la surveillance des réseaux d'assainissement. Leur conception varie selon les besoins spécifiques du projet, en fonction des contraintes de terrain et du système d'évacuation. On distingue plusieurs types de regards :

- **Regards simples :** Utilisés pour connecter des collecteurs de mêmes ou de différents diamètres. Dans notre projet, ces regards sont employés pour tous les collecteurs du réseau en raison de leur fonction de raccordement et de ventilation.
- **Regards latéraux :** Préconisés lorsque l'encombrement du voirie et réseaux divers (V.R.D) ou les diamètres des collecteurs sont importants. Étant donné la largeur adéquate de la chaussée dans notre agglomération, ce type de regard n'a pas été retenu.
- **Regards toboggan :** Utilisés pour gérer les remous importants. Ils ont été installés à des points spécifiques de notre réseau
- **Regards de chute :** Conçus pour réduire l'énergie cinétique en cas de fortes pentes. Ce type n'a pas été nécessaire dans notre projet en raison de la pente régulière du terrain.

La distance entre deux regards dépend de la topographie :

- **35 à 50 mètres** en terrain accidenté.
- **50 à 80 mètres** en terrain plat.

Les regards doivent être installés :

- À chaque changement de direction.
- À chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- À chaque changement de pente.
- À chaque changement de diamètre.

Pour notre agglomération, nous avons choisi deux configurations d'implantation des regards adaptées à la diversité du terrain.

Conclusion

Pour optimiser l'exploitation de notre réseau d'assainissement, il est essentiel de sélectionner les conduites en fonction de leur forme et de leur matériau. De plus, afin de faciliter les opérations de curage et d'assurer une sécurité accrue du réseau, nous avons raccordé notre système au collecteur principal de la ville de Relizane. Ce raccordement permet une gestion efficace des eaux usées tout en garantissant une intégration optimale avec le réseau existant, assurant ainsi un fonctionnement fluide et sécurisé de l'ensemble du système d'assainissement.

Chapitre VII

Organisation de chantier et sécurité de travail

Introduction

L’organisation d’un chantier consiste à planifier et coordonner les ressources nécessaires afin de réaliser les travaux dans les meilleures conditions possibles avant de débuter sur le terrain. Cela commence par une étude théorique, où l’on précise les délais de réalisation, le matériel, la main-d'œuvre et les matériaux requis. Ensuite, vient la phase pratique, où les travaux sont exécutés. La gestion efficace d’un chantier implique de veiller à ce que le projet soit conforme aux plans, de haute qualité, réalisé dans les délais, au moindre coût et sans accidents.

VII.1. Organisation du chantier :

VII.1.1. Exécution des travaux :

Les principales opérations pour la pose des canalisations comprennent la vérification et la manutention des conduites, suivies du décapage de la couche de goudron ou de végétation selon les conditions du site. Ensuite, il s'agit de positionner les jalons et les piquets, puis d'exécuter les tranchées et les fouilles nécessaires pour les regards. L'aménagement du lit de pose des canalisations est ensuite réalisé avant la mise en place des canalisations en tranchée et l'assemblage des tuyaux. Après cela, des essais d'étanchéité sont effectués pour vérifier la bonne connexion des conduites et des joints. Enfin, les regards sont construits, et les tranchées sont remblayées pour terminer l'installation.

VII.1.2. Emplacement des canalisations :

Dans les rues dont la largeur est inférieure à 15 mètres, les conduites sont généralement installées au centre de la chaussée. Pour les rues plus larges, il devient nécessaire de prévoir une conduite sous chaque trottoir. Dans le cadre d'un système séparatif, il est courant de n'installer qu'une seule canalisation pour les eaux pluviales, souvent partagée avec une des canalisations destinées aux eaux usées.

VII.1.2.1. Manutention et stockage des conduites :

1- Chargement et transport :

Lors du chargement des véhicules, il est essentiel de veiller à ce que les tubes et accessoires ne subissent aucune détérioration ou déformation durant le transport. Il est recommandé d'éviter :

- Les manipulations brusques, les flexions excessives et les mouvements incontrôlés.

- Le contact des tubes et raccords avec des éléments métalliques saillants. Il est conseillé d'alterner l'orientation des tubes avec emboîture et de les laisser dépasser légèrement.

2- Déchargement :

Le déchargement doit être effectué avec soin pour éviter tout impact brutal des tubes et des raccords sur le sol.

3- Stockage :

- L'emplacement de stockage des tubes et raccords doit être nivelé et plat.
- L'empilement des tubes doit être réalisé en alternant les emboîtures, avec celles-ci dépassant de la pile.
- La hauteur maximale de stockage est limitée à 1,50 mètre.
- Les tubes et accessoires doivent être protégés du soleil, bien que la décoloration n'affecte pas leurs propriétés mécaniques.
- Les accessoires doivent rester emballés jusqu'au moment de leur utilisation.
- Éviter le contact des tubes avec des substances comme l'huile, les solvants ou autres produits chimiques.

- Assurer une protection mécanique et thermique adéquate pour les tubes durant le stockage.

VII.1.3. Décapage de la couche de terre végétale :

Pour calculer le volume (V) de terre décapée, il faut utiliser la formule classique du volume :

$$V = bHL \ (m3) \quad \text{(VII.1)}$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché.

VII.1.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

- **Largeur de la tranchée** :

La largeur minimale de la tranchée doit correspondre au diamètre extérieur de la conduite, avec un élargissement compris entre 0,3 et 0,5 cm de chaque côté. Cette largeur est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$B = D + (2 \times C) \quad \text{(VII.2)}$$

B : largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

C : largeur entre conduite et parois de tranché.

Profondeur du tranché : donnée par la formule suivante :

$$H= e + D + h \quad \text{(VII.3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.

D : diamètre de la conduite en (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

VII.1.5. Aménagement du lit de pose :

Les conduites seront installées sur un lit de sable d'une épaisseur minimale de 10 cm, soigneusement nivelé selon les altitudes définies par le profil en long. Ce lit doit être composé de sable contenant au moins 12% de particules d'une taille inférieure à 0,1 mm. Le volume de sable nécessaire est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$Vs = L. B. e \quad \text{.....(VII.4)}$$

Avec :

Vs = volume du sable en (m3).

L : Longueur de la tranchée en (m)

B : Largeur de la tranchée en (m)

e : épaisseur du sable, e = 10 cm.

VII.1.6. Pose canalisations dans la tranchée :

Pour garantir une installation correcte des tuyaux, il est essentiel de suivre certaines règles de bonne pratique. Tout d'abord, évitez de placer les tuyaux sur des supports qui concentreraient les charges et pourraient entraîner une flexion longitudinale. Assurez-vous que le fond de la fouille soit uniformément nivelé afin que les tuyaux reposent de manière stable sur toute leur longueur. Lors de l'installation de tuyaux avec des emboîtements à collet extérieur, creusez le fond de la fouille pour éviter que les collets ne touchent directement le sol. Il est également

crucial de maintenir les fouilles sèches pendant l'installation. En outre, retirez tous les objets durs du fond de la fouille, tels que pierres et anciennes maçonneries, qui pourraient exercer une pression sur les tuyaux. Enfin, pour les sols rocheux, approfondissez la fouille de 15 à 20 cm et réalisez un lit de pose compacté avec des matériaux fins, ou utilisez un bain fluide de mortier pour assurer une installation stable et durable.

VII.1.7. Exécution des tranchées et les regards :

La largeur de la tranchée est déterminée par plusieurs facteurs, notamment les dimensions extérieures et le type d'emboîtement des tuyaux, les exigences de la fondation, et l'espace requis pour une installation correcte et un remblaiage efficace. Il est important de laisser un espace suffisant entre la canalisation et les parois de la tranchée pour garantir une pose appropriée et une compaction adéquate du remblai latéral. De plus, la profondeur de la tranchée et l'espace disponible pour les travaux influencent également la largeur nécessaire. La nature du terrain et les conditions de terrassement, notamment si les travaux ne sont pas réalisés avec un blindage, jouent également un rôle crucial. Sur le plan économique, il est préférable de minimiser la largeur des tranchées pour réduire les coûts de terrassement. Pour les fouilles destinées aux regards et aux tranchées, une pelle mécanique équipée d'un rétro est utilisée pour creuser de l'aval vers l'amont du réseau. Les caractéristiques de la pelle rétro incluent la capacité à creuser sous la surface de soutien, à réaliser des tranchées à talus vertical avec rapidité et précision, à atteindre des profondeurs importantes, et à creuser dans la direction de la machine.

- Profondeur de la tranchée

$H = e + D + h$ (m) (VII.5)

Avec :

H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

- Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \quad \text{(VII.6)}$$

Avec :

B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,5 m)

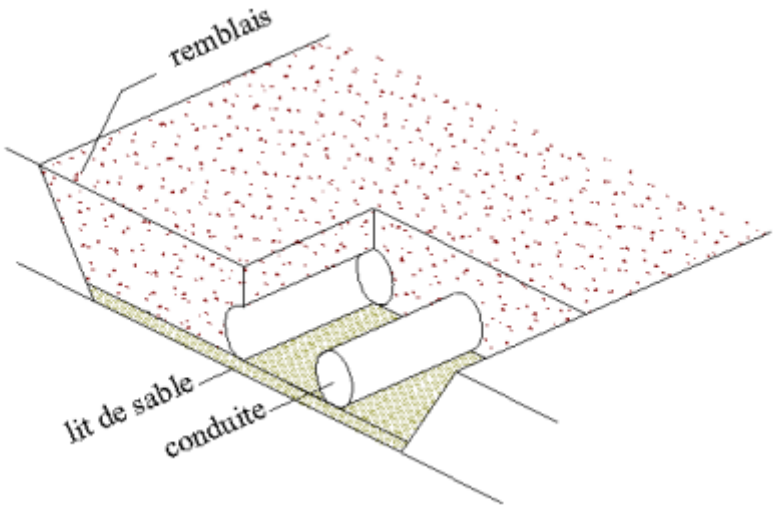


Figure VII.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite

VII.1.8. Mise en place des conduites :

L'installation des conduites est effectuée à l'aide d'équipements spécialisés appelés "pipelayers".

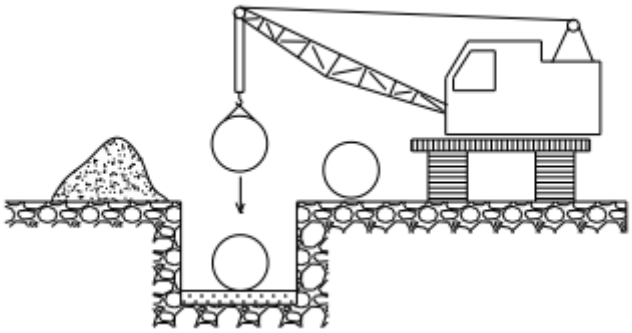


Figure VII.2: le pipelayers

VII.1.9. Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont réalisés avec une bague renforcée, dotée d'une armature, qui est coulée sur place dans un moule adapté.

Pour le remblayage et le compactage des tranchées, après la pose des conduites, il est essentiel de remplir correctement la tranchée jusqu'à une certaine hauteur au-dessus de la partie supérieure de la canalisation. Cela permet d'assurer la répartition uniforme des charges exercées sur la conduite et de la protéger contre les dommages pendant le remblaiement supérieur. Le

matériau de remblayage utilisé est identique à celui employé pour les côtés de la tranchée. Un remblayage de bonne qualité doit être réalisé sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la partie supérieure de la conduite.

VII.1.10 Choix des engins :

Le choix approprié des équipements est crucial pour le bon déroulement des travaux, chaque type d'opération nécessitant un engin spécifique :

1. Bulldozer :

Pour le décapage de la couche de terre végétale, un bulldozer est utilisé, surtout dans des conditions de terrain difficiles. Cependant, pour des travaux de nivellement et de finition, une niveleuse est souvent plus adaptée.

2. Niveleuse :

En plus de son rôle principal dans le terrassement et le nivellement, la niveleuse est également employée pour :

- Le débroussaillage dans des terrains légers sans gros arbustes ou pierres.
- Le décapage de couches végétales minces.
- Le creusement ou le curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, permettant aux terres extraites de remonter le long de la lame et de se déposer sur le bord du fossé.

3. Chargeur :

Pour le remblayage des tranchées, un chargeur est particulièrement efficace, surtout pour les grands travaux. Ce type d'engin, équipé de bras articulés et d'un godet à l'avant, est adapté à la manipulation et au transport des matériaux. Pour des opérations de moindre envergure, un chargeur peut également suffire.

4. Compacteur :

Le compactage est réalisé à l'aide d'un rouleau lisse, qui se compose de :

- Un châssis robuste.
- Des roues larges, souvent équipées d'une couche d'usure en acier au manganèse.
- Des dispositifs de manœuvre pour contrôler l'engin efficacement.

VII.1.11. Devis quantitatif et estimatif :

Pour évaluer le coût de réalisation de notre projet, il est essentiel de procéder à un calcul détaillé du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul implique d'abord la détermination des quantités exactes de chaque opération effectuée sur le terrain. Ces quantités sont ensuite multipliées par les prix unitaires correspondants pour obtenir une estimation précise des coûts.

Les principales étapes chronologiques du calcul incluent :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la mise en place du lit de sable.
- La fourniture et l'installation des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Le remblayage des tranchées.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.1.11.1. Détermination des différents volumes :

- Volume de la couche de terre végétale :

$$Vcv = Hv \cdot L.B \quad \ldots\ldots\ldots\

- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

➢ Volume occupé par les conduites :

$$Vcondt = L.\pi.D^2 /4 \quad \text{..... (VII.10)}$$

- Vcdt : Volume occupé par les conduites en (m3).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

➢ Volume du remblai :

$$Vr = Vdeb – [Vcondt + Vcv + Vls] \quad \text{..... (VII.11)}$$

- Vr : Volume du remblai en (m3)

➢ Volume excédentaire :

$$Vexcé = Vf-Vremb \quad \text{..... (VII.12)}$$

- Vexc : Volume du sol excédentaire en (m3).
- Vf : Volume du sol foisonné en (m3).

Tel que Vf = Vdeb. Kf

- Kf : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

Kf = 1,5.

VII.1 Devis quantitatif et estimatif

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau

N°	Désignation des travaux	Unités	Quantités	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement					
1	Déblais	m3	6507,64982	250	1626912,455
2	Lit de pose	m3	778,027056	1000	778027,056
3	Enrobage	m3	1854,9282	250	463732,05
4	Remblais	m3	1160,58327	300	348174,9814
5	Grillage avertisseur	ml	6180,394	65	401725,61
Canalisations					
1	Fourniture et pose des canalisations PVC Ø315	ml	1200	3800	4560000
2	Fourniture et pose des canalisations PVC Ø400	ml	372,076	4500	1674342
3	Fourniture et pose des canalisations PVC Ø500	ml	90	6000	540000
4	Fourniture et pose des canalisations PVC Ø630	ml	268	8000	2144000
5	Fourniture et pose des canalisations BA Ø800	ml	1738,411	10000	17384110
6	Fourniture et pose des canalisations BA Ø1000	ml	1234,785	13000	16052205
7	Fourniture et pose des canalisations BA Ø1200	ml	465,947	15000	6989205
8	Fourniture et pose des canalisations BA Ø1500	ml	781,175	18000	14061150
9	Fourniture et pose des canalisations BA Ø1800	ml	30	21000	630000
Génie civil					
1	Regards	u	544	45000	24480000
Total HT					92133584,15
TVA 19%					17505380,99
Total TTC					109638965,1

Le coût total du projet est estimé à :

Cent neuf millions six cent trente-huit mille neuf cent soixante-cinq euros et un centimes dinars algériens.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons d'abord sélectionné les engins les plus adaptés pour assurer le bon déroulement des différentes phases du projet. Ensuite, nous avons réalisé une étude estimative des volumes de travail, ce qui nous a permis d'élaborer un devis quantitatif et estimatif précis pour notre projet. Ainsi, il est clair que l'organisation rigoureuse du chantier est essentielle pour la construction d'un réseau d'assainissement, permettant d'optimiser les coûts, l'énergie et le temps tout en améliorant l'efficacité du travail.

Conclusion générale

L'étude réalisée dans la ville de Saada, située dans la wilaya de Relizane, a permis de développer un projet d'évacuation des eaux usées et pluviales pour répondre aux besoins futurs de cette zone urbaine. Grâce à la collecte de données pertinentes et aux analyses hydrauliques effectuées, nous avons pu dimensionner un réseau unitaire adapté aux spécificités locales.

Le dimensionnement du réseau unitaire a été réalisé sur la base des débits calculés tout en prenant en compte les contraintes hydrauliques propres à la région étudiée. L'objectif était de concevoir un réseau capable de gérer efficacement les eaux usées et pluvial, en évitant les risques de débordement et de surcharge.

Par ailleurs, une évaluation économique du projet a été menée, tenant compte des coûts liés à la construction, à l'entretien et à l'exploitation du réseau. Les résultats montrent que l'investissement dans un réseau d'assainissement adéquat est essentiel pour protéger la santé publique, améliorer la qualité de vie des résidents et préserver l'environnement.

En conclusion, cette étude a abouti à la conception d'un projet d'assainissement pertinent pour la ville de Saada. La mise en œuvre des recommandations formulées permettra d'assurer un système d'assainissement efficace et durable, capable de répondre aux besoins futurs de la population locale.

La bibliographie

LA BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage :

- BENINA TOUAIBIA, Dr, (Manuel pratique d'hydrologie), Madani Frères, Blida, 2004.

- CHIALI, (Catalogue technique : Le tube PVC en assainissement).

- GUERREE, H., GOMELLA, C., (Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales), Eyrolles, Paris, 1982.

- SALAH, B., Cours d'assainissement, École Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida, 2019.

- KAHLERRASED, *Organisation de chantier*, Polycopies, ENSH Blida, 2021.

Mémoire :

- Yousfi, C., *Dimensionnement du système d'assainissement de l'agglomération Boukerroucha (W. BOUMERDES)*, ENSH, 2021.

- Talbi, L., *Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville d'Amroussa (W. BLIDA)*, ENSH, 2023.

- Kerkar, L., *Dimensionnement et protection du réseau d'assainissement de la ville d'El Affroun (W. BLIDA)*, ENSH, 2010.

- Mahieddine, K., *Conception du réseau d'assainissement de la commune de Sidi-Abderrahmane (W. CHLEF)*, ENSH, 2020.

- ABBOU, M., *Dimensionnement et conception d'un réseau d'assainissement de la commune de Sour (W. Mostaganem)*, Mémoire de fin d'études, ENSH, Blida, 2020.

- Azari, S., *Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de Bouinan – Lot : B et D (W. Blida)*, Mémoire de fin d'études, ENSH, Blida, 2019.

- KHELIEL, B., *Dimensionnement du réseau d'assainissement de la commune de Debila (W. El Oued)*, Mémoire de fin d'études, ENSH, Blida, 2012.

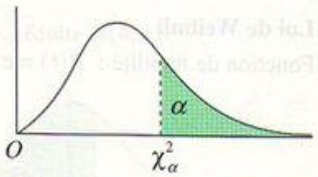
Les Annex

Annexe 01: Table de distribution de χ^2 (loi de K.Pearson)

Table de distribution de χ^2 (loi de K. Pearson)

La table donne la probabilité α, en fonction du nombre de degrés de liberté ν, pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée χ^2_α

$$\alpha = P(\chi^2 \geq \chi^2_\alpha)$$



ν	$\alpha = 0{,}990$	$\alpha = 0{,}975$	$\alpha = 0{,}950$	$\alpha = 0{,}900$	$\alpha = 0{,}100$	$\alpha = 0{,}050$	$\alpha = 0{,}025$	$\alpha = 0{,}010$	$\alpha = 0{,}001$
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Quand ν est supérieur à 30, on utilise la table de la loi normale (table de l'écart réduit) avec :

$$t = \sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2\nu - 1}$$

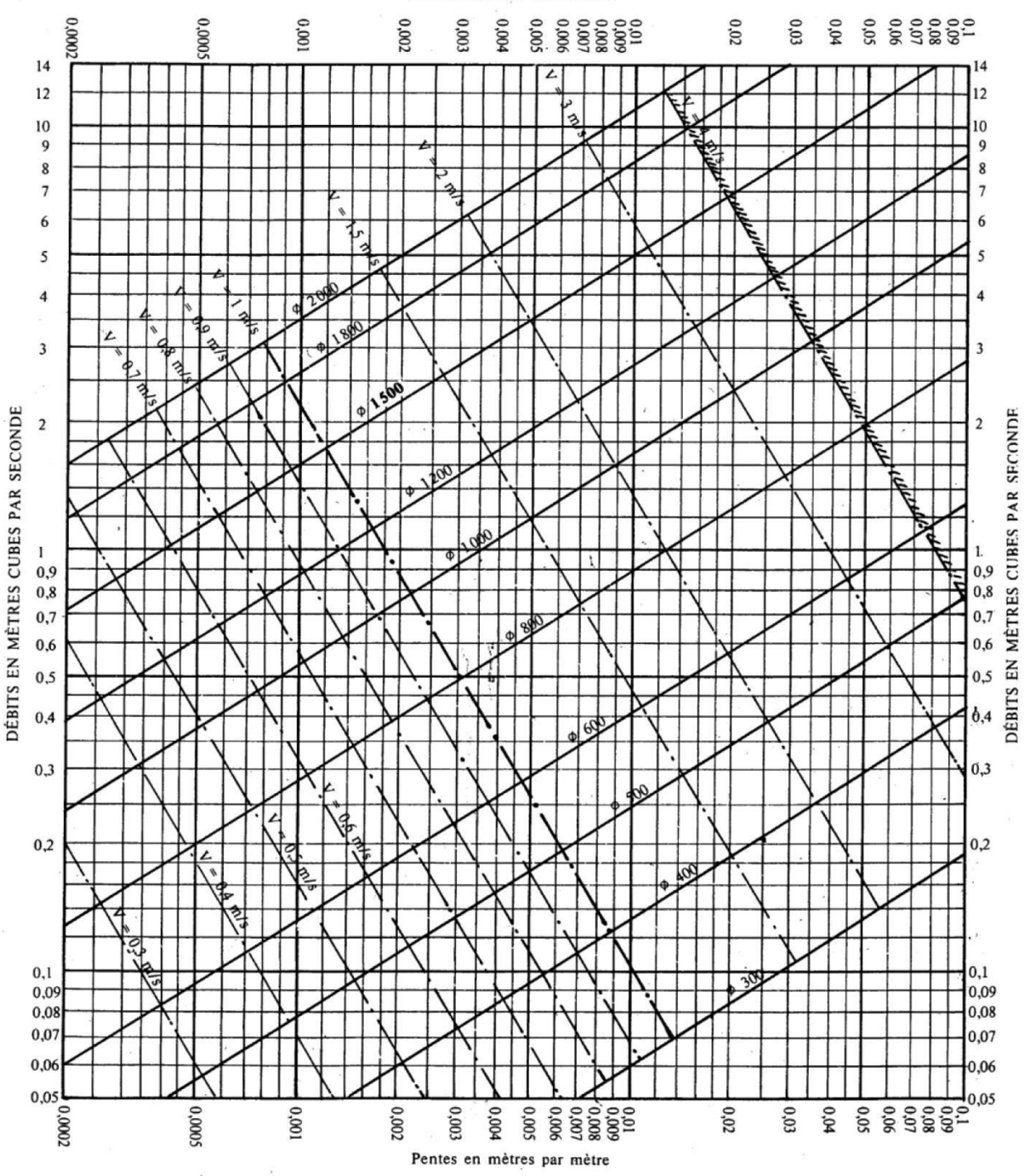
ANNEXE 02: Réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif

(canalisations circulaires)

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires)

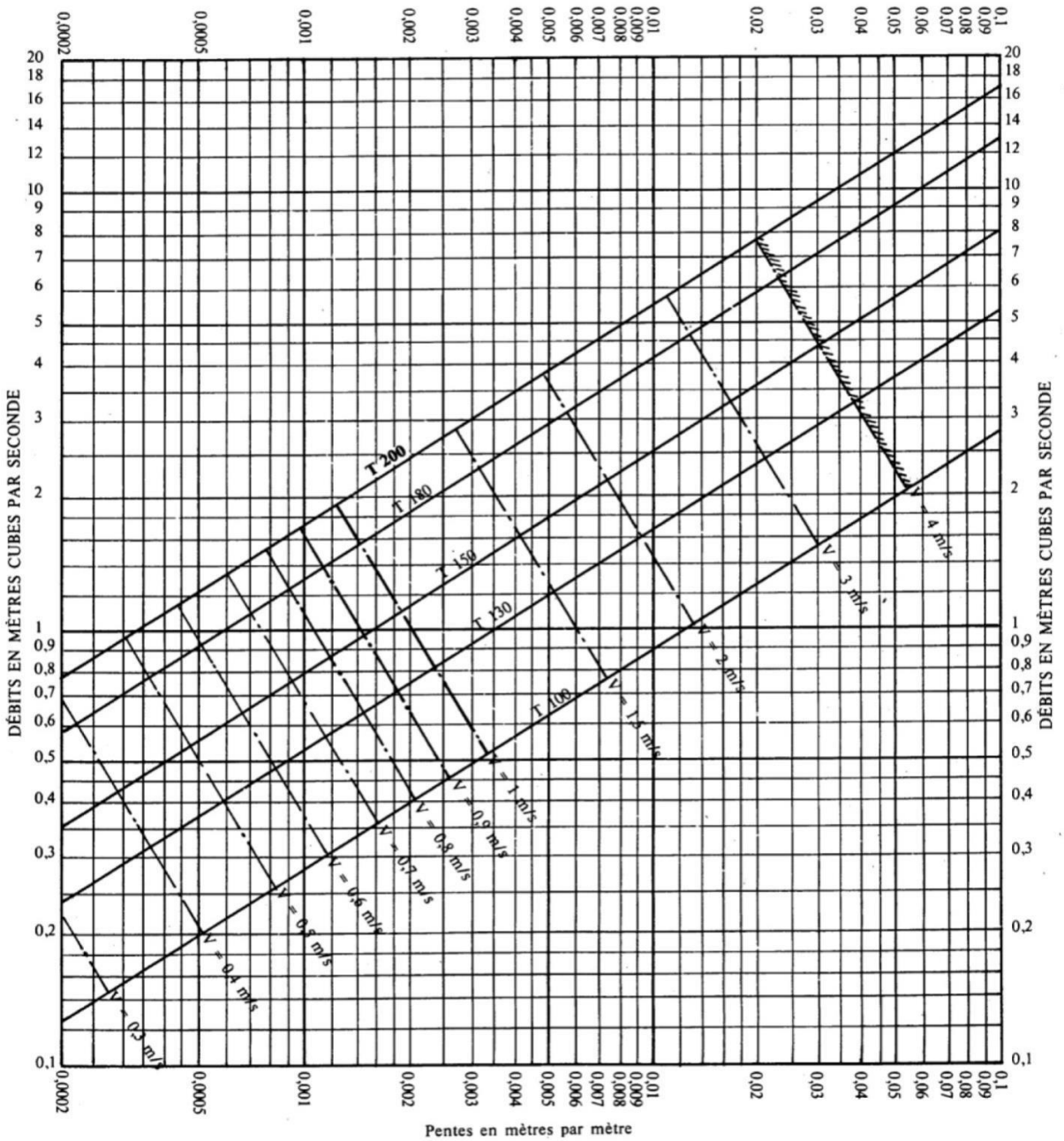


Nota. – La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0{,}30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations ovoïdes)

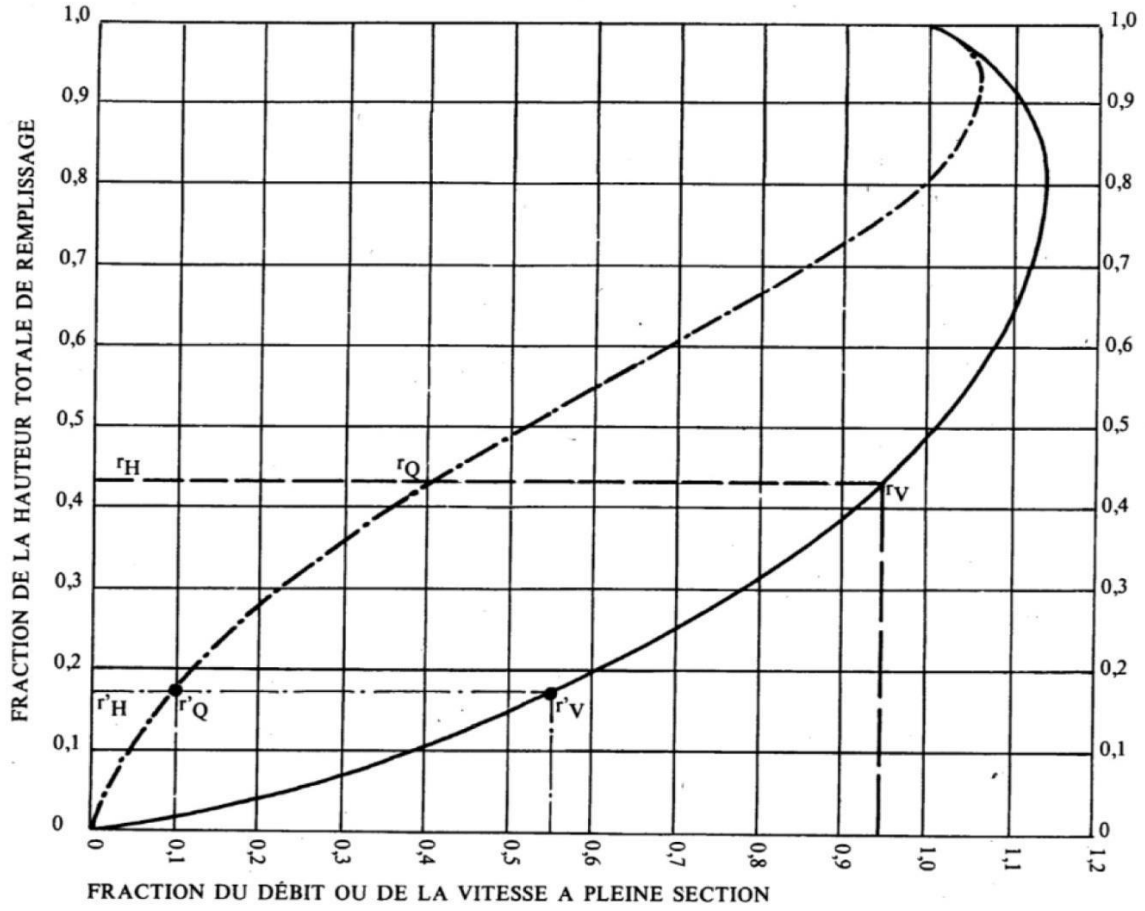


Nota. – La valeur du coefficient de Bazin à été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( )' = 0,30). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $\mathbf{r'_V = 0{,}55}$ et $\mathbf{r'_H = 0{,}17}$ **(autocurage).**

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

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

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

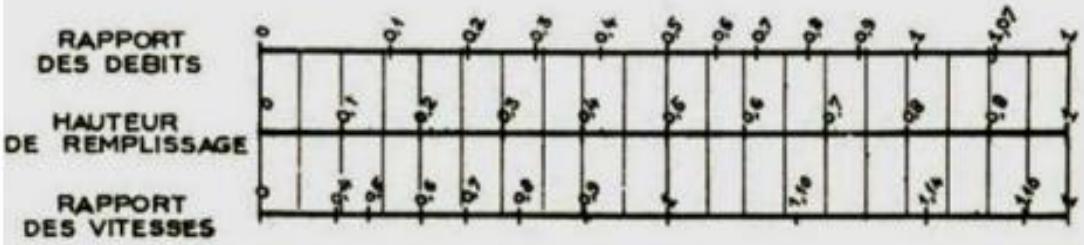
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ANNEXE X

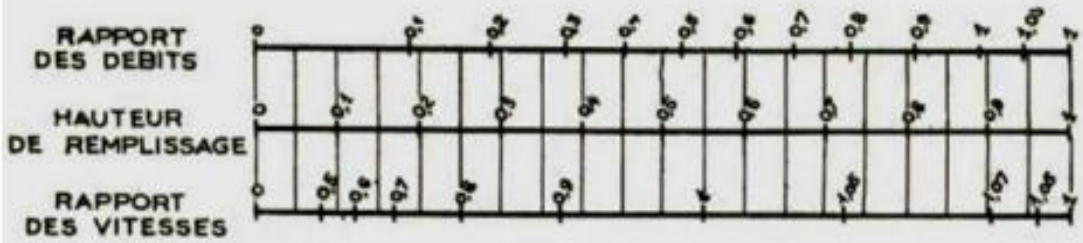
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Calcul des paramètres hydrauliques du réseau d'assainissement projeté

Trançon		Longeur (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	I (m/m)	Qeu (m3/s)	Qpl (m3/s)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	**Rv**	**Rh**	**V (m/s)**	**Vmin (m/s)**	**H (m)**	Vitesse Autocurage
N1	N2	30	93,98	93,93	0,001	0,040	0,165	0,205	603,064	800	0,8652	0,4347	0,4716	0,3796	0,9825	0,2287	0,8500	0,8008	0,3865	Autocurage vérifie
N2	N3	30	93,93	93,89	0,002	0,040	0,165	0,205	529,566	630	1,2236	0,6147	0,3335	0,2684	0,8995	0,2531	1,1006	1,0450	0,3175	Autocurage vérifie
N3	N4	33	93,89	93,84	0,001	0,040	0,165	0,205	603,064	800	0,5450	0,0685	2,9946	0,5781	0,7899	0,3652	0,8956	0,8008	0,3175	Autocurage vérifie
N4	N5	25	93,84	93,8	0,001	0,040	0,165	0,205	603,064	800	0,8652	0,4347	0,4716	0,3796	0,9825	0,4831	0,8500	0,8008	0,3865	Autocurage vérifie
N5	N6	25	93,8	93,76	0,002	0,040	0,165	0,205	529,566	630	1,0100	0,2854	0,7182	0,5781	1,0816	0,6247	1,0925	1,0508	0,3748	Autocurage vérifie
N6	N7	25	93,76	93,73	0,001	0,040	0,165	0,205	603,064	800	0,8652	0,4347	0,4716	0,3796	0,9825	0,4831	0,8500	0,8008	0,3865	Autocurage vérifie
N7	N8	25	93,73	93,69	0,002	0,040	0,165	0,205	529,566	630	1,0100	0,2854	0,7182	0,5781	1,0816	0,6247	1,0925	1,0508	0,3748	Autocurage vérifie
N8	N9	20	93,69	93,66	0,002	0,040	0,165	0,205	529,566	630	1,0100	0,2854	0,7182	0,5781	1,0816	0,6247	1,0925	1,0508	0,3748	Autocurage vérifie
N9	N10	20	93,66	93,63	0,001	0,040	0,165	0,205	603,064	800	0,8652	0,4347	0,4716	0,3796	0,9825	0,4831	0,8500	0,8008	0,3865	Autocurage vérifie
N10	N11	28	93,63	93,59	0,002	0,040	0,165	0,205	529,566	630	1,0100	0,2854	0,7182	0,5781	1,0816	0,6247	1,0925	1,0508	0,3748	Autocurage vérifie
N11	N12	25	93,59	93,55	0,002	0,043	0,292	0,334	636,156	800	1,2236	0,6147	0,5438	0,4742	1,0250	0,5227	1,2541	1,2041	0,4181	Autocurage vérifie

N12	N13	33	93,55	93,55	0,002	0,043	0,292	0,334	636,156	800	1,2236	0,6147	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,8462	0,8462	0,2025	Autocurage vérifie
N13	N14	25	93,55	93,46	0,001	0,043	0,292	0,334	724,447	800	0,8652	0,4347	0,7691	0,6706	1,1001	0,6573	0,9518	0,9241	0,5258	Autocurage vérifie
N14	N15	25	93,46	93,43	0,002	0,043	0,292	0,334	636,156	800	1,2236	0,6147	0,5438	0,4742	1,0250	0,5227	1,2541	1,2041	0,4181	Autocurage vérifie
N15	N16	25	93,43	93,39	0,001	0,043	0,292	0,334	724,447	800	0,8652	0,4347	0,7691	0,6706	1,1001	0,6573	0,9518	0,9241	0,5258	Autocurage vérifie
N16	N17	25	93,39	93,35	0,001	0,043	0,292	0,334	724,447	800	0,8652	0,4347	0,7691	0,6706	1,1001	0,6573	0,9518	0,9241	0,5258	Autocurage vérifie
N17	N18	19,146	93,35	93,32	0,002	0,043	0,292	0,334	636,156	800	1,2236	0,6147	0,5438	0,4742	1,0250	0,5227	1,2541	1,2041	0,4181	Autocurage vérifie
N18	N19	45,447	93,32	93,25	0,001	0,045	0,401	0,446	807,221	400	0,5450	0,0685	6,5166	0,4742	1,0250	0,5227	1,2541	1,0508	0,2025	Autocurage vérifie
N19	N20	25	93,25	93,22	0,001	0,045	0,401	0,446	807,221	1000	1,0040	0,7881	0,5660	0,5088	1,0354	0,5348	1,0395	1,0096	0,5348	Autocurage vérifie
N20	N21	20	93,22	93,19	0,002	0,045	0,401	0,446	708,842	800	1,2236	0,6147	0,7257	0,6523	1,0841	0,6295	1,3264	1,3011	0,5036	Autocurage vérifie
N21	N22	30	93,19	93,14	0,002	0,045	0,401	0,446	708,842	800	1,2236	0,6147	0,7257	0,6523	1,0841	0,6295	1,3264	1,3011	0,5036	Autocurage vérifie
N22	N23	30	93,14	93,1	0,002	0,045	0,401	0,446	708,842	800	1,2236	0,6147	0,7257	0,6523	1,0841	0,6295	1,3264	1,3011	0,5036	Autocurage vérifie
N23	N24	30	93,1	93,05	0,002	0,045	0,401	0,446	708,842	800	1,2236	0,6147	0,7257	0,6523	1,0841	0,6295	1,3264	1,3011	0,5036	Autocurage vérifie
N24	N25	35	93,05	93	0,001	0,045	0,401	0,446	807,221	1000	1,0040	0,7881	0,5660	0,5088	1,0354	0,5348	1,0395	1,0096	0,5348	Autocurage vérifie

N25	N26	35	93	92,95	0,001	0,045	0,401	0,446	807,221	1000	1,0040	0,7881	0,5660	0,5088	1,0354	0,5348	1,0395	1,0096	0,5348	Autocurage vérifie
N26	N27	50	92,95	92,87	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N27	N28	60	92,87	92,78	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	1,2866	1,2866	0,3797	Autocurage vérifie
N28	N29	60	92,78	92,69	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N29	N30	25	92,69	92,65	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	1500	1,3156	2,3236	0,8551	0,7531	1,1314	0,7108	1,4884	1,4391	1,0662	Autocurage vérifie
N30	N31	25	92,65	92,62	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N31	N32	25	92,62	92,55	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	800	1,2236	0,6147	0,7257	0,6523	1,0841	0,6295	1,3264	1,3011	0,5036	Autocurage vérifie
N32	N525	43,629	92,55	92,5	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	400	1,2236	0,6147	0,7257	0,6523	1,0841	0,6295	1,3264	1,3011	0,5036	Autocurage vérifie
N525	N526	35	92,5	92,45	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	1500	1,3156	2,3236	0,8551	0,7531	1,1314	0,7108	1,4884	1,4391	1,0662	Autocurage vérifie
N526	N527	35	92,45	92,39	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	1500	1,3156	2,3236	0,8551	0,7531	1,1314	0,7108	1,4884	1,4391	1,0662	Autocurage vérifie
N527	N528	35	92,39	92,33	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	1500	1,3156	2,3236	0,8551	0,7531	1,1314	0,7108	1,4884	1,4391	1,0662	Autocurage vérifie
N528	N529	40	92,33	92,27	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N529	N530	40	92,27	92,21	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie

N530	N531	40	92,21	92,17	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N531	N532	25,754	92,17	92,1	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N532	N533	62,941	92,1	92,02	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	1500	1,3156	2,3236	0,8551	0,7531	1,1314	0,7108	1,4884	1,4391	1,0662	Autocurage vérifie
N533	N534	41,57	92,02	91,93	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	1,2866	1,2866	0,3797	Autocurage vérifie
N534	N535	60	91,93	91,85	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N535	N536	48,86	91,85	91,78	0,002	0,237	1,750	1,987	1241,185	1500	1,8605	3,2861	0,6047	0,5325	1,0499	0,5562	1,9534	1,8960	0,8343	Autocurage vérifie
N536	N537	62,05	91,78	91,65	0,001	0,237	1,750	1,987	1413,448	1500	1,3156	2,3236	0,8551	0,7531	1,1314	0,7108	1,4884	1,4391	1,0662	Autocurage vérifie
N188	N189	25	95,7	95,66	0,0016	0,378	0,181	0,559	804,577	1000	1,2699	0,9969	0,5611	0,1816	1,0332	0,5321	1,3121	0,9550	0,5321	Autocurage vérifie
N189	N190	23,804	95,66	95,63	0,00126	0,378	0,181	0,559	841,398	800	0,9713	0,4880	1,1463	0,3709	0,3601	1,1754	0,3498	0,8942	0,9403	Autocurage vérifie
N190	N191	25	95,63	95,59	0,0016	0,378	0,181	0,559	804,577	400	1,6498	0,8289	0,6748	0,2184	1,0692	0,5976	1,7640	1,3223	0,4781	Autocurage vérifie
N191	N192	18,529	95,59	95,56	0,001619	0,378	0,181	0,559	802,790	1000	1,2775	1,0028	0,5578	0,1805	1,0317	0,5303	1,3180	0,9587	0,5303	Autocurage vérifie
N192	N193	35	95,56	95,51	0,001429	0,378	0,181	0,559	821,856	1000	1,2000	0,9420	0,5938	0,1922	1,0463	0,5501	1,2555	0,9203	0,5501	Autocurage vérifie
N193	N194	20	95,51	95,48	0,0015	0,378	0,181	0,559	814,372	1000	1,2296	0,9652	0,5795	0,1875	1,0410	0,5422	1,2800	0,9351	0,5422	Autocurage vérifie

N194	N195	22	95,48	95,4	0,003636	0,378	0,181	0,559	689,787	800	1,6498	0,8289	0,6748	0,2184	1,0692	0,5976	1,7640	1,3223	0,4781	Autocurage vérifie
N195	N196	30	95,4	95,36	0,001333	0,378	0,181	0,559	832,557	1000	1,1593	0,9100	0,6147	0,1989	1,0531	0,5619	1,2208	0,8998	0,5619	Autocurage vérifie
N196	N197	32	95,36	95,31	0,001562	0,378	0,181	0,559	808,162	1000	1,2550	0,9851	0,5678	0,1837	1,0361	0,5357	1,3003	0,9476	0,5357	Autocurage vérifie
N203	N204	30	94,76	94,71	0,001667	0,006	0,370	0,376	687,946	800	1,1170	0,5612	0,6700	0,6594	1,0679	0,5946	1,1928	1,1898	0,4757	Autocurage vérifie
N204	N205	30	94,71	94,67	0,001333	0,006	0,370	0,376	717,340	800	0,9990	0,5019	0,7491	0,7372	1,0924	0,6445	1,0913	1,0870	0,5156	Autocurage vérifie
N205	N206	30	94,67	94,62	0,001667	0,006	0,370	0,376	687,946	800	1,6498	0,8289	0,6748	0,2184	1,0692	0,5976	1,7640	1,3223	0,4781	Autocurage vérifie
N206	N207	35	94,62	94,57	0,001429	0,006	0,370	0,376	708,120	800	1,0341	0,5195	0,7237	0,7122	1,0834	0,6282	1,1204	1,1165	0,5026	Autocurage vérifie
N207	N208	30	94,57	94,53	0,001333	0,006	0,370	0,376	717,340	800	0,9990	0,5019	0,7491	0,7372	1,0924	0,6445	1,0913	1,0870	0,5156	Autocurage vérifie
N208	N209	30	94,53	94,48	0,001667	0,006	0,370	0,376	687,946	800	1,1170	0,5612	0,6700	0,6594	1,0679	0,5946	1,1928	1,1898	0,4757	Autocurage vérifie
N209	N210	30	94,48	94,44	0,001333	0,006	0,370	0,376	717,340	800	0,9990	0,5019	0,7491	0,7372	1,0924	0,6445	1,0913	1,0870	0,5156	Autocurage vérifie
N210	N211	30	94,44	94,39	0,001667	0,006	0,370	0,376	687,946	800	1,1170	0,5612	0,6700	0,6594	1,0679	0,5946	1,1928	1,1898	0,4757	Autocurage vérifie
N211	N212	35	94,39	94,34	0,001429	0,006	0,370	0,376	708,120	800	1,0341	0,5195	0,7237	0,7122	1,0834	0,6282	1,1204	1,1165	0,5026	Autocurage vérifie
N212	N213	35	94,34	94,29	0,001429	0,012	0,740	0,752	918,318	1000	1,2000	0,9420	0,7983	0,7856	1,1119	0,6759	1,3343	1,3281	0,6759	Autocurage vérifie

N213	N214	30	94,29	94,24	0,001667	0,016	1,291	1,307	1097,602	1200	1,4636	1,6545	0,7899	0,7801	1,1085	0,6706	1,6225	1,6166	0,8047	Autocurage vérifie
N214	N215	20,4	94,24	94,21	0,001471	0,016	1,291	1,307	1123,665	1200	1,3748	1,5541	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,9508	0,9508	0,3038	Autocurage vérifie
N215	N216	44,547	94,21	94,14	0,001571	0,016	1,291	1,307	1109,786	1200	1,4212	1,6065	0,8135	0,8034	1,1178	0,6854	1,5886	1,5831	0,8225	Autocurage vérifie
N216	N217	30	94,14	94,1	0,001333	0,016	1,291	1,307	1144,499	1200	1,3091	1,4798	0,8831	0,8721	1,1369	0,7274	1,4883	1,4860	0,8729	Autocurage vérifie
N217	N218	32	94,1	93,48	0,019375	0,016	1,291	1,307	692,921	800	3,8083	1,9133	0,6830	0,6746	1,0714	0,6026	4,0801	4,0715	0,4821	Autocurage vérifie
N218	N219	35	93,48	93,43	0,001429	0,029	2,581	2,610	1464,335	1500	1,5724	2,7772	0,9397	0,9294	1,1393	0,7618	1,7915	1,7916	1,1427	Autocurage vérifie
N219	N201	32,461	93,43	93,46	-0,00092	0,041	3,872	3,913	1849,515	800	1,6498	0,8289	0,6748	0,2184	1,0692	0,5976	1,7640	1,3223	0,4781	Autocurage vérifie
N220	N221	35	94,67	94,62	0,001429	0,008	0,370	0,378	709,854	800	1,0341	0,5195	0,7285	0,7129	1,0850	0,6313	1,1220	1,1168	0,5050	Autocurage vérifie
N221	N222	30	94,62	94,57	0,001667	0,008	0,370	0,378	689,631	800	1,1170	0,5612	0,6744	0,6600	1,0691	0,5973	1,1941	1,1900	0,4779	Autocurage vérifie
N222	N223	35	94,57	94,52	0,001429	0,008	0,370	0,378	709,854	800	1,0341	0,5195	0,7285	0,7129	1,0850	0,6313	1,1220	1,1168	0,5050	Autocurage vérifie
N223	N224	35	94,52	94,47	0,001429	0,008	0,370	0,378	709,854	800	1,0341	0,5195	0,7285	0,7129	1,0850	0,6313	1,1220	1,1168	0,5050	Autocurage vérifie
N224	N225	25	94,47	94,41	0,0024	0,008	0,370	0,378	644,056	800	1,3403	0,6734	0,5620	0,5500	1,0336	0,5326	1,3854	1,3779	0,4261	Autocurage vérifie
N225	N226	25	94,41	94,38	0,0012	0,008	0,370	0,378	733,443	800	0,9478	0,4762	0,7948	0,7778	1,1105	0,6737	1,0525	1,0460	0,5389	Autocurage vérifie

N226	N227	35	94,38	94,32	0,001714	0,008	0,370	0,378	685,997	800	1,1328	0,5691	0,6650	0,6508	1,0666	0,5916	1,2083	1,2042	0,4733	Autocurage vérifie
N227	N228	30	94,32	94,28	0,001333	0,008	0,370	0,378	719,096	800	0,9990	0,5019	0,7540	0,7379	1,0942	0,6476	1,0932	1,0872	0,5181	Autocurage vérifie
N228	N229	25	94,28	94,24	0,0016	0,008	0,370	0,378	694,929	800	1,0944	0,5498	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,7568	0,7568	0,2025	Autocurage vérifie
N229	N230	35	94,24	94,19	0,001429	0,008	0,370	0,378	709,854	800	1,0341	0,5195	0,7285	0,7129	1,0850	0,6313	1,1220	1,1168	0,5050	Autocurage vérifie
N230	N231	35	94,19	94,14	0,001429	0,008	0,370	0,378	709,854	800	1,0341	0,5195	0,7285	0,7129	1,0850	0,6313	1,1220	1,1168	0,5050	Autocurage vérifie
N231	N232	35	94,14	94,08	0,001714	0,008	0,370	0,378	685,997	800	1,1328	0,5691	0,6650	0,6508	1,0666	0,5916	1,2083	1,2042	0,4733	Autocurage vérifie
N232	N233	20	94,08	94,05	0,0015	0,008	0,370	0,378	703,390	400	0,6675	0,5498	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,7568	0,7568	0,2025	Autocurage vérifie
N233	N234	20	94,05	94,02	0,0015	0,008	0,370	0,378	703,390	800	1,0596	0,5324	0,7109	0,6957	1,0793	0,6201	1,1437	1,1389	0,4961	Autocurage vérifie
N234	N235	22	94,02	93,99	0,001364	0,008	0,370	0,378	716,073	800	1,0103	0,5076	0,7456	0,7297	1,0911	0,6422	1,1023	1,0966	0,5138	Autocurage vérifie
N235	N236	35	93,99	93,94	0,001429	0,008	0,370	0,378	709,854	800	1,0341	0,5195	0,7285	0,7129	1,0850	0,6313	1,1220	1,1168	0,5050	Autocurage vérifie
N236	N237	21	93,94	93,91	0,001429	0,012	0,921	0,933	995,802	1000	1,2000	0,9420	0,9908	0,9777	1,1417	0,8003	1,3700	1,3684	0,8003	Autocurage vérifie
N237	N238	25	93,91	93,87	0,0016	0,012	0,921	0,933	974,865	1000	1,2699	0,9969	0,9362	0,9238	1,1394	0,7595	1,4469	1,4469	0,7595	Autocurage vérifie
N238	N239	25	93,87	93,83	0,0016	0,012	0,921	0,933	974,865	1000	1,2699	0,9969	0,9362	0,9238	1,1394	0,7595	1,4469	1,4469	0,7595	Autocurage vérifie

N239	N240	20	93,83	93,8	0,0015	0,012	0,921	0,933	986,734	1000	1,2296	0,9652	0,9669	0,9541	1,1397	0,7807	1,4014	1,4010	0,7807	Autocurage vérifie
N240	N241	35	93,8	93,76	0,001143	0,012	0,921	0,933	1038,350	1200	1,2120	1,3700	0,6812	0,6722	1,0709	0,6015	1,2979	1,2950	0,7218	Autocurage vérifie
N241	N242	35	93,76	93,7	0,001714	0,012	0,921	0,933	962,335	1000	1,3145	1,0319	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,9090	0,9090	0,2531	Autocurage vérifie
N242	N243	35	93,7	93,64	0,001714	0,012	0,921	0,933	962,335	1000	1,3145	1,0319	0,9045	0,8925	1,1388	0,7400	1,4970	1,4958	0,7400	Autocurage vérifie
N243	N244	20	93,64	93,61	0,0015	0,012	0,921	0,933	986,734	1000	1,2296	0,9652	0,9669	0,9541	1,1397	0,7807	1,4014	1,4010	0,7807	Autocurage vérifie
N244	N245	35	93,61	93,58	0,000857	0,012	0,921	0,933	1095,897	1200	1,0496	1,1865	0,7866	0,7762	1,1072	0,6685	1,1621	1,1577	0,8022	Autocurage vérifie
N33	N34	25	93,76	93,71	0,002	0,110	0,497	0,607	934,919	1000	1,4198	1,1146	0,8374	0,8263	1,1263	0,7001	1,5991	1,5938	0,7001	Autocurage vérifie
N34	N35	20	93,71	93,67	0,002	0,110	0,497	0,607	795,625	800	1,2236	0,6147	0,9874	0,8085	1,1413	0,7973	1,3965	1,3654	0,6379	Autocurage vérifie
N35	N36	25	93,67	93,63	0,0016	0,110	0,497	0,607	795,625	800	1,2236	0,6147	0,9874	0,8085	1,1413	0,7973	1,3965	1,3654	0,6379	Autocurage vérifie
N36	N37	25	93,63	93,58	0,002	0,110	0,497	0,607	829,619	1000	1,2699	0,9969	0,6089	0,4986	1,0513	0,5586	1,3351	1,2692	0,5586	Autocurage vérifie
N37	N38	25	93,58	93,53	0,002	0,110	0,497	0,607	795,625	800	1,2236	0,6147	0,9874	0,8085	1,1413	0,7973	1,3965	1,3654	0,6379	Autocurage vérifie
N38	N39	25	93,53	93,53	0	0,110	0,497	0,607	795,625	800	1,2236	0,6147	0,9874	0,8085	1,1413	0,7973	1,3965	1,3654	0,6379	Autocurage vérifie
N40	N41	25	93,49	93,44	0,002	0,110	0,497	0,607	829,619	1000	1,2699	0,9969	0,6089	0,4986	1,0513	0,5586	1,3351	1,2692	0,5586	Autocurage vérifie

N41	N42	20	93,44	93,39	0,0025	0,110	0,497	0,607	795,625	800	1,2236	0,6147	0,9874	0,8085	1,1413	0,7973	1,3965	1,3654	0,6379	Autocurage vérifie
N42	N43	20	93,39	93,36	0,0015	0,110	0,497	0,607	763,023	800	1,3680	0,6873	0,8832	0,7231	1,1369	0,7275	1,5552	1,4818	0,5820	Autocurage vérifie
N43	N44	20	93,36	93,32	0,002	0,110	0,497	0,607	839,720	1000	1,2296	0,9652	0,6289	0,5149	1,0572	0,5701	1,2999	1,2410	0,5701	Autocurage vérifie
N44	N45	20	93,32	93,28	0,002	0,110	0,497	0,607	795,625	800	1,2236	0,6147	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,8462	0,8462	0,2025	Autocurage vérifie
N45	N46	25	93,28	93,2	0,0032	0,119	0,876	0,995	795,625	800	1,2236	0,6147	0,9874	0,8085	1,1413	0,7973	1,3965	1,3654	0,6379	Autocurage vérifie
N46	N47	30	93,2	93,15	0,001667	0,119	0,876	0,995	876,681	1000	1,7959	1,4098	0,7054	0,6214	1,0777	0,6166	1,9354	1,8948	0,6166	Autocurage vérifie
N47	N48	25	93,15	93,1	0,002	0,119	0,876	0,995	990,742	1000	1,2961	1,0174	0,9774	0,8610	1,1404	0,7889	1,4780	1,4682	0,7889	Autocurage vérifie
N48	N49	25	93,1	93,05	0,002	0,119	0,876	0,995	957,446	1000	1,4198	1,1146	0,8923	0,7860	1,1379	0,7328	1,6156	1,5716	0,7328	Autocurage vérifie
N49	N50	25	93,05	93,01	0,0016	0,119	0,876	0,995	998,355	800	1,4198	1,1146	0,8923	0,7860	1,1379	0,7328	1,6156	1,5716	0,7328	Autocurage vérifie
N50	N51	30	93,01	92,98	0,001	0,119	0,876	0,995	1090,329	1200	1,2699	0,9969	0,9976	0,8787	1,1427	0,8067	1,4511	1,4429	0,8067	Autocurage vérifie
N51	N52	25	92,98	92,91	0,0028	0,119	0,876	0,995	898,908	1000	1,6799	1,3188	0,7541	0,6643	1,0943	0,6477	1,8383	1,7916	0,6477	Autocurage vérifie
N52	N53	25	92,91	92,86	0,002	0,119	0,876	0,995	957,446	1000	1,4198	1,1146	0,8923	0,7860	1,1379	0,7328	1,6156	1,5716	0,7328	Autocurage vérifie
N53	N54	20	92,86	92,81	0,0025	0,119	0,876	0,995	918,213	1000	1,5874	1,2461	0,7981	0,7030	1,1118	0,6757	1,7649	1,7095	0,6757	Autocurage vérifie

N54	N55	25	92,81	92,78	0,0012	0,119	0,876	0,995	1053,685	1200	1,2419	1,4039	0,7084	0,6240	1,0786	0,6185	1,3395	1,3112	0,7422	Autocurage vérifie
N55	N56	27,309	92,78	92,73	0,001831	0,119	0,876	0,995	973,437	1000	1,3585	1,0664	0,9326	0,8215	1,1394	0,7572	1,5478	1,5226	0,7572	Autocurage vérifie
N56	N57	25	92,73	92,68	0,002	0,119	0,876	0,995	957,446	1000	1,4198	1,1146	0,8923	0,7860	1,1379	0,7328	1,6156	1,5716	0,7328	Autocurage vérifie
N57	N58	25	92,68	92,63	0,002	0,119	0,876	0,995	957,446	1000	1,4198	1,1146	0,8923	0,7860	1,1379	0,7328	1,6156	1,5716	0,7328	Autocurage vérifie
N58	N59	25	92,63	92,59	0,0016	0,119	0,876	0,995	998,355	1000	1,2699	0,9969	0,9976	0,8787	1,1427	0,8067	1,4511	1,4429	0,8067	Autocurage vérifie
N59	N26	13,811	92,59	92,56	0,002172	0,119	0,876	0,995	942,734	1000	1,4797	1,1615	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	1,0233	1,0233	0,2531	Autocurage vérifie
N357	N358	20	97,21	96,91	0,015	0,003	0,154	0,157	328,398	400	2,1109	0,2651	0,5922	0,5797	1,0457	0,5492	2,2074	2,1975	0,2197	Autocurage vérifie
N358	N359	20	96,91	96,71	0,01	0,003	0,154	0,157	354,338	800	2,7360	1,3745	0,1142	0,1118	0,6546	0,2287	1,7910	1,7817	0,1830	Autocurage vérifie
N359	N360	25	96,71	96,67	0,0016	0,003	0,154	0,157	499,627	630	2,1109	0,2651	0,5922	0,5797	1,0457	0,5492	2,2074	2,1975	0,2197	Autocurage vérifie
N360	N361	25	96,67	96,63	0,0016	0,003	0,154	0,157	499,627	500	0,8000	0,1570	1,0000	0,9790	1,1430	0,8090	0,9144	0,9124	0,4045	Autocurage vérifie
N361	N362	30	96,63	96,59	0,001333	0,003	0,154	0,157	517,002	630	0,8247	0,2331	0,6737	0,6595	1,0689	0,5969	0,8815	0,8785	0,3581	Autocurage vérifie
N362	N363	28	96,59	96,54	0,001786	0,013	0,615	0,628	823,345	1000	1,3416	1,0532	0,5967	0,5841	1,0473	0,5517	1,4050	1,3989	0,5517	Autocurage vérifie
N363	N364	30	96,54	96,5	0,001333	0,013	0,615	0,628	869,703	1000	1,1593	0,9100	0,6905	0,6759	1,0734	0,6073	1,2444	1,2398	0,6073	Autocurage vérifie

N364	N365	35	96,5	96,45	0,001429	0,013	0,615	0,628	858,524	1000	1,2000	0,9420	0,6671	0,6530	1,0672	0,5929	1,2806	1,2762	0,5929	Autocurage vérifie
N365	N366	30	96,45	96,4	0,001667	0,013	0,615	0,628	834,065	1000	1,2961	1,0174	0,6176	0,6046	1,0540	0,5636	1,3660	1,3608	0,5636	Autocurage vérifie
N366	N367	27	96,4	96,36	0,001481	0,013	0,615	0,628	852,690	1000	1,2220	0,9593	0,6551	0,6412	1,0641	0,5856	1,3003	1,2959	0,5856	Autocurage vérifie
N367	N368	25	96,36	96,32	0,0016	0,013	0,615	0,628	840,474	1000	1,2699	0,9969	0,6304	0,6170	1,0576	0,5710	1,3431	1,3382	0,5710	Autocurage vérifie
N368	N369	20	96,32	96,29	0,0015	0,013	0,615	0,628	850,706	1000	1,2296	0,9652	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,8503	0,8503	0,2531	Autocurage vérifie
N370	N371	27,946	96,29	96,25	0,001431	0,013	0,615	0,628	858,214	1000	1,2011	0,9429	0,6665	0,6524	1,0670	0,5925	1,2816	1,2773	0,5925	Autocurage vérifie
N371	N372	30	96,25	96,21	0,001333	0,013	0,615	0,628	869,703	1000	1,1593	0,9100	0,6905	0,6759	1,0734	0,6073	1,2444	1,2398	0,6073	Autocurage vérifie
N372	N373	25	96,21	96,17	0,0016	0,023	1,048	1,071	1026,417	1200	1,4340	1,6210	0,6606	0,6465	1,0655	0,5889	1,5280	1,5228	0,7067	Autocurage vérifie
N373	N374	25	96,17	96,13	0,0016	0,023	1,048	1,071	1026,417	800	1,2948	1,4636	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,8954	0,8954	0,3038	Autocurage vérifie
N374	N375	20	96,13	96,1	0,0015	0,023	1,048	1,071	1038,913	1200	1,4636	1,6545	0,6472	0,6334	1,0621	0,5809	1,5545	1,5491	0,6971	Autocurage vérifie
N375	N376	20	96,1	96,07	0,0015	0,023	1,048	1,071	1038,913	1200	1,3885	1,5696	0,6822	0,6677	1,0711	0,6021	1,4873	1,4820	0,7226	Autocurage vérifie
N376	N377	20	96,07	96,04	0,0015	0,023	1,048	1,071	1038,913	1200	1,3885	1,5696	0,6822	0,6677	1,0711	0,6021	1,4873	1,4820	0,7226	Autocurage vérifie
N377	N378	20	96,04	96,01	0,0015	0,023	1,048	1,071	1038,913	1200	1,3885	1,5696	0,6822	0,6677	1,0711	0,6021	1,4873	1,4820	0,7226	Autocurage vérifie

N378	N379	28	96,01	95,97	0,001429	0,023	1,048	1,071	1048,461	1200	1,3550	1,5317	0,6991	0,6842	1,0758	0,6126	1,4578	1,4522	0,7352	Autocurage vérifie
N379	N380	15	95,97	95,95	0,001333	0,023	1,048	1,071	1062,112	1200	1,3091	1,4798	0,7236	0,7082	1,0834	0,6282	1,4182	1,4119	0,7538	Autocurage vérifie
N380	N381	20	95,95	95,92	0,0015	0,023	1,048	1,071	1038,913	1200	1,3885	1,5696	0,6822	0,6677	1,0711	0,6021	1,4873	1,4820	0,7226	Autocurage vérifie
N381	N382	20	95,92	95,89	0,0015	0,023	1,048	1,071	1038,913	1200	1,3885	1,5696	0,6822	0,6677	1,0711	0,6021	1,4873	1,4820	0,7226	Autocurage vérifie
N382	N383	25	95,89	95,85	0,0016	0,023	1,048	1,071	1026,417	1200	1,4340	1,6210	0,6606	0,6465	1,0655	0,5889	1,5280	1,5228	0,7067	Autocurage vérifie
N383	N384	23	95,85	95,82	0,001304	0,023	1,048	1,071	1066,498	1200	1,2948	1,4636	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	0,8954	0,8954	0,3038	Autocurage vérifie
N384	N385	30	95,82	95,77	0,001667	0,023	1,048	1,071	1018,590	1200	1,4636	1,6545	0,6472	0,6334	1,0621	0,5809	1,5545	1,5491	0,6971	Autocurage vérifie
N385	N386	32	95,77	94,97	0,025	0,023	1,048	1,071	613,031	800	4,3259	2,1733	0,4927	0,4822	0,9958	0,4948	4,3079	4,2794	0,3959	Autocurage vérifie
N60	N61	25	93,99	93,93	0,0024	0,070	0,331	0,401	658,181	800	1,3403	0,6734	0,5955	0,4915	1,0469	0,5511	1,4032	1,3338	0,4408	Autocurage vérifie
N61	N62	16	93,93	93,9	0,001875	0,070	0,331	0,401	689,361	800	1,1847	0,5952	0,6737	0,5561	1,0689	0,5969	1,2663	1,2213	0,4775	Autocurage vérifie
N62	N63	25	93,9	93,84	0,0024	0,070	0,331	0,401	658,181	800	0,8444	0,1061	0,6523	0,5385	1,0634	0,5839	1,3011	1,2508	0,4672	Autocurage vérifie
N63	N64	25	93,84	93,79	0,002	0,070	0,331	0,401	681,070	800	1,2236	0,6147	0,6523	0,5385	1,0634	0,5839	1,3011	1,2508	0,4672	Autocurage vérifie
N64	N65	25	93,79	93,67	0,0048	0,070	0,331	0,401	577,966	630	1,5647	0,4422	0,9068	0,7485	1,1390	0,7415	1,7822	1,7089	0,4449	Autocurage vérifie

N65	N66	25	93,67	93,62	0,002	0,070	0,331	0,401	681,070	800	1,2236	0,6147	0,6523	0,5385	1,0634	0,5839	1,3011	1,2508	0,4672	Autocurage vérifie
N66	N67	25	93,62	93,56	0,0024	0,070	0,331	0,401	658,181	800	1,3403	0,6734	0,5955	0,4915	1,0469	0,5511	1,4032	1,3338	0,4408	Autocurage vérifie
N67	N68	20	93,56	93,52	0,002	0,070	0,331	0,401	681,070	800	1,2236	0,6147	0,6523	0,5385	1,0634	0,5839	1,3011	1,2508	0,4672	Autocurage vérifie
N68	N69	20	93,52	93,47	0,0025	0,070	0,331	0,401	653,162	800	1,3680	0,6873	0,5835	0,4816	1,0425	0,5444	1,4261	1,3527	0,4355	Autocurage vérifie
N69	N70	20	93,47	93,43	0,002	0,070	0,331	0,401	681,070	800	1,2236	0,6147	0,6523	0,5385	1,0634	0,5839	1,3011	1,2508	0,4672	Autocurage vérifie
N70	N71	20	93,43	93,39	0,002	0,070	0,331	0,401	681,070	800	1,2236	0,6147	0,6523	0,5385	1,0634	0,5839	1,3011	1,2508	0,4672	Autocurage vérifie
N71	N72	25	93,39	93,33	0,0024	0,110	0,623	0,733	825,028	1000	1,5553	1,2209	0,1400	0,1400	0,6916	0,2531	1,0756	1,0756	0,2531	Autocurage vérifie
N72	N73	30	93,33	93,26	0,002333	0,110	0,623	0,733	829,398	1000	1,5336	1,2039	0,6085	0,5175	1,0512	0,5584	1,6120	1,5501	0,5584	Autocurage vérifie
N73	N74	25	93,26	93,21	0,002	0,110	0,623	0,733	853,720	1000	1,4198	1,1146	0,6572	0,5590	1,0647	0,5869	1,5116	1,4656	0,5869	Autocurage vérifie
N74	N75	26	93,21	93,15	0,002308	0,110	0,623	0,733	831,118	1000	1,3143	0,6603	1,1093	0,9435	0,9415	1,0189	1,2374	1,4974	0,8151	Autocurage vérifie
N75	N76	30	93,15	93,08	0,002333	0,110	0,623	0,733	829,398	1000	0,8326	0,1046	0,6085	0,5175	1,0512	0,5584	1,6120	1,5501	0,5584	Autocurage vérifie
N76	N77	30	93,08	93,02	0,002	0,110	0,623	0,733	853,720	1000	1,4198	1,1146	0,6572	0,5590	1,0647	0,5869	1,5116	1,4656	0,5869	Autocurage vérifie
N78	N18	39,19	93,02	92,93	0,002297	0,110	0,623	0,733	831,876	1000	1,5214	1,1943	0,6133	0,5216	1,0527	0,5611	1,6015	1,5414	0,5611	Autocurage vérifie
								0,000												

N388	N389	30	95,95	95,91	0,001333	0,003	0,154	0,157	517,002	630	0,8247	0,2331	0,6737	0,6595	1,0689	0,5969	0,8815	0,8785	0,3581	Autocurage vérifie
N389	N390	20	95,91	95,88	0,0015	0,003	0,154	0,157	505,709	630	0,8747	0,2472	0,6351	0,6218	1,0589	0,5738	0,9262	0,9230	0,3443	Autocurage vérifie
N390	N391	35	95,88	95,82	0,001714	0,003	0,154	0,157	493,205	630	0,8281	0,1625	0,9661	0,9458	1,1397	0,7801	0,9437	0,9434	0,3900	Autocurage vérifie
N391	N392	30	95,82	95,78	0,001333	0,003	0,154	0,157	517,002	630	0,8247	0,2331	0,6737	0,6595	1,0689	0,5969	0,8815	0,8785	0,3581	Autocurage vérifie
N392	N393	30	95,78	95,73	0,001667	0,003	0,154	0,157	495,817	630	0,8165	0,1602	0,9798	0,9592	1,1405	0,7908	0,9313	0,9304	0,3954	Autocurage vérifie
N393	N394	35	95,73	95,68	0,001429	0,003	0,154	0,157	510,357	630	0,8536	0,1625	0,9661	0,9458	1,1397	0,7801	0,9437	0,9434	0,3900	Autocurage vérifie
N538	N539	30	98,9	98,79	0,003667	0,317	5,381	5,698	1644,563	1800	2,8447	7,2352	0,7875	0,7437	1,1076	0,6691	3,1507	3,1018	1,2043	Autocurage vérifie