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"
ⵓⵢⵙⵔⵔⴰⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵡⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

Diagnostic du réseau d'assainissement de la commune de Marsa Ben M'hidi (W. Tlemcen)

Présenté par :
BOUALI Mohamed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
SALHI Schahrazed	M.C.B	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Examinateur
ZAIBAK Issam	M.C.B	Promoteur

Session septembre 2025

Remerciement

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à monsieur ZAIBAK Issam pour m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail et d'assister à sa présentation.

Je souhaite également exprimer ma gratitude à tous les professeurs qui ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Ma gratitude va particulièrement à ***M. KHELIFI Samir****, Directeur Technique du EHE, et à* ***M. GHELLAB Karim*** *et pour toute l'équipe de l'EHE pour leurs précieux conseils et leur accompagnement tout au long de ce travail.*

Mes pensées vont également à ma famille, mes proches et à mes amis, pour leur soutien indéfectible et leur encouragement moral tout au long de cette période.

Enfin, je remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A mes merveilleux parents qui m'ont élevé pour devenir la personne que je suis aujourd'hui, pour m'avoir accompagné à chaque étape de mon parcours et pour

Tous les conseils et le soutien qu'ils m'ont toujours apportés.

A mes très chers amis : Riyane, Ayoub, Yassae, Fares, Abdou, Nounou, Doumi, Cherif et Rafik

A tous ceux qui me connaissent et croient en moi.

ملخص:

تواجه مدينة **مرسى بن مهيدي** بولاية تلمسان مشاكل كبيرة في تصريف المياه المستعملة عبر نظام الصرف الصحي الموحد. تؤثر هذه الاختلالات بشكل ملحوظ على الأداء العام للشبكة. وقد سمح التشخيص الدقيق بتحديد أوجه القصور الرئيسية، لاسيما التشققات الناتجة عن تفاعلات بين القنوات والتربة، بالإضافة إلى عدم احترام معايير التصميم والتنفيذ.

لمعالجة هذه المشاكل، يمكن استخدام تقنيات إعادة التأهيل الملائمة لدرجة التلف المسجلة وفي الحالات القصوى، تجديد كامل لنظام تصريف المياه المستعملة ومياه الأمطار.

الكلمات المفتاحية :الصرف الصحي، تشخيص، المياه المستعملة، مياه الأمطار.

Résumé

La ville de **Marsa Ben M'Hidi**, située dans la wilaya de Tlemcen, connaît actuellement des problèmes majeurs liés à l'évacuation des eaux usées à travers son système d'assainissement unitaire. Ces dysfonctionnements affectent de manière significative le bon fonctionnement global du réseau. Un diagnostic approfondi a permis d'identifier les principales insuffisances, notamment la présence de fissures dues aux interactions entre les conduites et le sol, ainsi qu'un non-respect des normes de conception et d'exécution.

Pour résoudre ces problèmes, il est possible d'avoir recours à des techniques de réhabilitation adaptées au niveau de dégradation constaté et, dans les cas extrêmes, à une rénovation complète du système d'assainissement des eaux usées et pluviales.

Mots-clés : Assainissement, diagnostic, eaux usées, eaux pluviales.

Abstract:

The town of **Marsa Ben M'Hidi**, located in the wilaya of Tlemcen, is currently facing major problems related to the evacuation of wastewater through its combined sewer system. These malfunctions significantly affect the overall performance of the network. A detailed diagnosis has identified the main shortcomings, including cracks caused by interactions between pipes and soil, as well as non-compliance with design and construction standards. To address these issues, rehabilitation techniques adapted to the level of damage observed can be applied, and in extreme cases, a complete renewal of the wastewater and stormwater drainage system may be necessary.

Keywords: Sanitation, diagnosis, wastewater, stormwater.

Sommaire

Introduction **1**

I.1. Situation géographique **1**

I.2. Situation topographique **2**

I.3. Situation hydrographique **3**

I.4. Situation géologique **3**

I.5. Situation climatique **4**

I.6. Situation démographique **6**

I.7. Situation hydraulique **7**

I.8. Conclusion **7**

Introduction **8**

II.1. Notions d'hydrologie **8**

II.2. Choix de la station pluviométrique **9**

II.3. La série des données pluviométriques **9**

II.4. Etude des précipitations maximales journalières **13**

II.5. Analyse statistique de la série pluviométrique **13**

II.5.1. Caractéristiques empiriques **13**

II.6. Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle **14**

II.7. Calcul des pluies et des intensités de courte durée **21**

II.8. Conclusion **24**

Introduction **25**

III.1. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires **25**

III.2. Système d'évacuation des eaux **27**

III.3. Schéma d'évacuation **31**

III.4. Le coefficient de ruissellement **33**

III.5. Conclusion **37**

Introduction **38**

IV.1. Origine et nature des eaux usées à évacuer **38**

IV.2. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer **40**

IV.3. Estimation de débit des eaux pluviales 43
IV.4. Estimation du débit des eaux parasites 46
IV.5. Estimation des débits totaux 47
IV.6. Conclusion 48
Introduction 49
V.1. Phases principales d'une étude de diagnostic 49
V.2. Diagnostic de l'état physique de réseau d'assainissement existant de l'agglomération 50
V.3. Constat 55
V.4. Recommandations 55
V.5. Conclusion 56
Introduction : 57
VI.1. Conception du réseau : 57
VI.2. Conditions d'écoulement et dimensions : 58
VI.3. Mode de calcul : 58
VI.4. Dimensionnement de la station de pompage 62
VI.5. Conclusion 69
Introduction 70
VII.1. Les ouvrages principaux 70
VII.2. Les ouvrages annexes 74
VII.3. Conclusion 85
Introduction 86
VIII.1. Les étapes de réalisation du projet 86
VIII.2. Choix des engins 91
VIII.3. Détermination des différents volumes des travaux 93
VIII.4. Planification des travaux : 96
VIII.5. Conclusion 102
Conclusion générale 103
REFERENCES BIBILIOGRAPHIQUES 104
***Annexes* 98**

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I-1 : Température mensuelle moyenne en °C

Tableau I-2 Les précipitations moyennes mensuelles

Tableau I-3 : Moyenne de la vitesse du vent

Tableau I-4: L'évaluation de la population

Chapitre II :

Tableau II-1 : caractéristiques de la station pluviométrique

Tableau II-2 : série pluviométrique de la station Ghazaouet

Tableau II.4 : résultats des caractéristiques de la série pluviométrie

Tableau II.4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran.

Tableau II-5 : Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par logiciel Hyfran.

Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran.

Tableau II.7 : tableau de comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran.

Tableau II.8 ;-pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

Chapitre III :

Tableau III.1 : Les superficies des surfaces élémentaires.

Tableau III.2: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.

Tableau III.3: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque surface élémentaire.

Tableau III.4: Répartition de la population dans chaque surface élémentaire à l'horizon 2055.

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Les débits moyens journaliers et les débits usés domestiques.

Tableau IV.2 : Les débits usés des équipements publics.

Tableau IV.3 : Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.

Tableau V.4 : Les résultats des débits pluviaux.

Tableau IV.5 : Les débits des eaux claires parasites dans chaque sous-bassin.

Tableau V.6 : Les débits totaux dans chaque surface :

Chapitre V :

Tableau V.1 : Statistique du réseau par rapport aux matériaux des collecteurs.

Tableau V. 2 : Statistique du réseau par rapport aux diamètres des collecteurs.

Tableau V.3 : résume des anomalies rencontrées de quelques tronçons

Tableau V.4 : Résumé des états des regards visités du réseau d'assainissement.

Chapitre V I:

Tableau VI.1 : résultat de calcul de la conduite de refoulement.

Chapitre VII :

Tableau VII.1 : Détermination du temps de concentration t1 pour DVO.01 :

Tableau VII.2 : Détermination du temps de concentration t1 pour DVO.02 :

Tableau VII.3 : Résultats de dimensionnement des déversoirs :

Tableau VII.4 : résultats de calculs des volumes des deux bassins

Chapitre VIII :

Tableau VII.1 : coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Tableau VII.2 : résultats de calcul des volumes.

Tableau VII-3 : Devis quantitatif et estimatif

Tableau VIII.4 : Les symboles des différentes opérations.

Tableau VIII.5 : La successions des opérations.

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I-1 : Situation de la commune de Marsat Ben M'hidi dans la Wilaya de Telemcen

Figure I-2 : Vue satellitaire de la ville Marsa Ben M'hidi

Figure I-3 : Carte topographique de la ville de Marsa Ben M'Hidi

Figure I-3: Vue satellitaire sur Oued Sidi M'hamed

Chapitre II :

Figure II-1 : Ajustement par la loi de Gumbel.

Figure II.2 : Ajustement par la loi de GEV.

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

Figure II.4 : Comparaison des trois lois d'ajustement.

Figure II.4 : Comparaison des trois lois d'ajustement.

Figure II.5 : Courbe IDF (intensité-durée-fréquence).

Chapitre III :

Figure III.1 : décomposition de l'aire d'étude

Figure III.2 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.

Figure III.3: schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.

Figure III.4: schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.

Figure III.5: Schéma perpendiculaire.

Figure III.6: Schéma par déplacement latéral.

Figure III.7: Schéma par zones étagées.

Figure III.8: Schéma radial.

Figure III.9: Schéma à collecteur transversal ou oblique.

Chapitre V :

Figure V.1 : vue en plan

Figure V.1 : Graphe circulaire représenter les diamètres des collecteurs.

Figure V.2: vue sur le regard N°67 (mise en charge, dépôt, dégradation des murs intérieurs)

Figure V.3 : Vue satellitaire sur l'emplacement des rejets

Figure V.4 : Photos de la SR01 Port

Chapitre VI :

Figure VI.1 : situation de la STEP

Chapitre VII :

Figure (VII-1) : conduites en béton non armé.

Figure (VII-2) : conduites en béton armé.

Figure (VII-3) : Joint type Rocla.

Figure (VII-4) : Joint torique.

Figure (VII-5) : Joint à demi-emboîtement

Figure (VII-6) : Joint à collet.

Figure (VII-7) : Joint plastique.

Figure (VII-8) : conduites en PVC

Figure VII.9: Schéma de fonctionnement d'un DVO.

Figure (VI-10) : Détermination du volume du bassin

Chapitre VIII :

Figure VIII.1 : Réalisation de la tranchée (Source : Groupe Chiali)

Figure VIII.2 : Niveleuse

Figure VIII.3 : Pelle à chenille

Figure VIII.4 : Chargeuse

Liste des planches

Réseau existant

Plan de masse du réseau projeté

Profil en long du collecteur principal

Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction Générale

L'eau est depuis toujours considérée comme un élément vital pour la vie sur Terre et demeure au cœur des priorités de l'humanité. À travers l'histoire, elle a été exploitée pour le développement des sociétés, que ce soit pour l'alimentation, l'agriculture, l'hygiène ou encore l'industrie. La maîtrise de cette ressource a conduit à la mise en place progressive de réseaux de distribution et d'assainissement, essentiels à la protection de la santé publique et de l'environnement.

L'assainissement urbain a pour rôle fondamental de collecter, transporter et traiter les eaux usées ainsi que les eaux pluviales, avant leur rejet dans le milieu naturel. Ce processus contribue à réduire les risques de maladies hydriques, à préserver les écosystèmes et à améliorer le cadre de vie des populations. Cependant, un réseau d'assainissement ne peut fonctionner efficacement que s'il est correctement conçu, entretenu et adapté aux besoins réels de la population. Des défaillances telles que des fissures, des dépôts excessifs ou encore un dimensionnement inapproprié entraînent rapidement des dysfonctionnements majeurs, nécessitant des études diagnostiques et des travaux de réhabilitation.

La ville de Marsa Ben M'Hidi, dans la wilaya de Tlemcen, connaît aujourd'hui ce type de difficultés. En raison de son développement urbain et de son activité touristique croissante, la commune est confrontée à des problèmes liés à son réseau d'assainissement unitaire. Parmi les anomalies relevées, on note la dégradation de certaines conduites, des infiltrations dues aux interactions avec le sol, ainsi que le non-respect de certaines normes de conception et d'exécution. Ces dysfonctionnements compromettent la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales, tout en représentant un risque pour la santé publique et l'environnement.

Face à cette situation, il devient indispensable de réaliser une étude approfondie afin d'évaluer l'état actuel du réseau et de proposer des solutions techniques adaptées. Le présent mémoire s'inscrit dans cette démarche et vise à diagnostiquer le système d'assainissement de Marsa Ben M'Hidi, à identifier ses principales anomalies et à suggérer des mesures de réhabilitation ou de renouvellement.

Pour atteindre ces objectifs, le travail a été structuré en plusieurs étapes : présentation de la zone d'étude, analyse hydrologique, choix du système d'assainissement, estimation des débits, diagnostic du réseau existant, proposition de solutions de réhabilitation, description des éléments constitutifs du réseau et enfin, évaluation économique du projet.

Ainsi, cette étude a pour finalité de contribuer à l'amélioration du système d'assainissement de Marsa Ben M'Hidi, afin de protéger la santé publique, de préserver l'environnement et d'accompagner le développement durable de la région.

.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant de lancer tout projet d'assainissement, il est nécessaire d'effectuer une étude préalable du site afin de mettre en évidence ses caractéristiques physiques ainsi que les éléments susceptibles d'influencer la conception des ouvrages. Chaque zone présente en effet des particularités propres, qui dépendent principalement :

- Des conditions naturelles ;
- Des spécificités de l'agglomération et de son développement futur ;
- Du contexte hydrologique et hydraulique local.

Ainsi, l'analyse préliminaire de l'agglomération constitue une étape fondamentale, préalable à l'établissement du diagnostic et à la conception de l'extension du réseau d'assainissement.

I.1. Situation géographique

La ville de Marsa Ben M'hidi (anciennement **Port-Say** pendant la colonisation française) est située à l'extrême nord-ouest de l'Algérie, dans la wilaya de Tlemcen, C'est l'agglomération la plus occidentale du littoral algérien, située à la frontière algéro-marocaine qui abrite une station balnéaire et un port de pêche, avec une superficie de 97 hectares. Située à

- ✓ 120 km au nord-ouest de Tlemcen,
- ✓ 58 km à l'ouest de Ghazaouet,
- ✓ 66 km au nord-ouest de Maghnia.

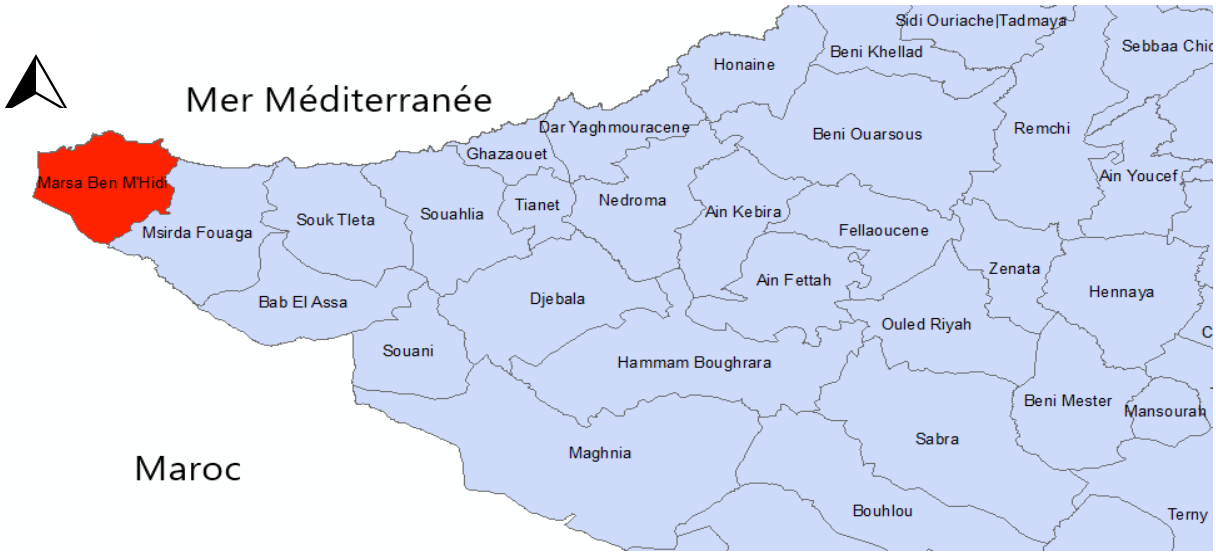


Figure I-1 : Situation de la commune de Marsat Ben M'hidi dans la Wilaya de Telemcen

(Source : Arc GIS.)

Géographiquement, elle est limitée :

- ✓ Au Nord par la Mer Méditerranée ;
- ✓ A l'Ouest par l'Oued Kiss qui constitue la frontière marocaine ;
- ✓ Au Sud et à l'Est par la commune de M'Sirda Fouaga ;
- ✓ La commune M'sidra Fouaga à l'est.



Figure I-2 : Vue satellitaire de la ville Marsa Ben M'hidi

(Source : Google earth 2025)

I.2. Situation topographique

La topographie de Marsa Ben M'hidi est caractérisée par une alternance de plaines côtières et de reliefs doux, avec une altitude généralement faible. Le relief légèrement incliné vers la mer facilite l'écoulement des eaux de surface, tandis que la proximité des zones montagneuses de la région de Tlemcen influence légèrement la structure du terrain.

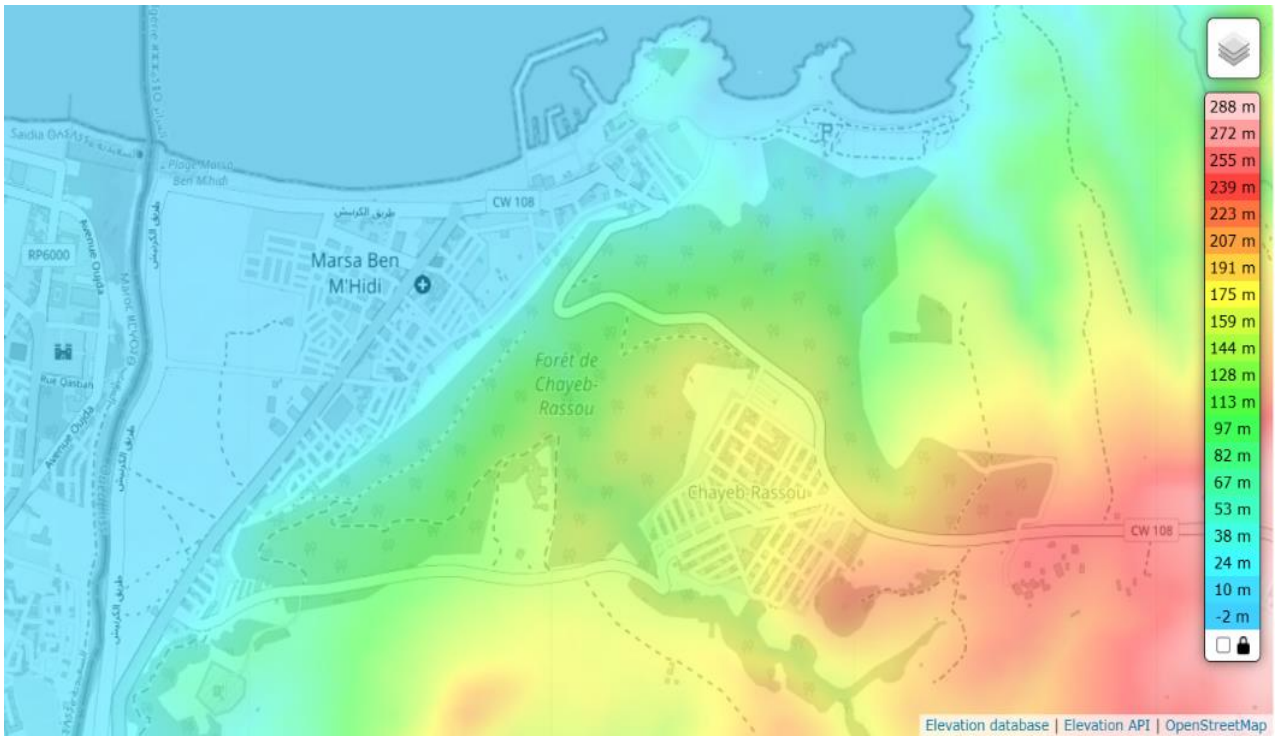


Figure I-2 : Carte topographique de la ville de Marsa Ben M'Hidi

(Source : topographic-map.com 2025.)

I.3. Situation hydrographique

Le réseau hydrographique est composé essentiellement de l'Oued Kiss aval avec un écoulement permanent des eaux superficielles des oueds intermittents. La présence de ces oueds constitue un problème d'inondation permanente notamment par l'Oued de Sidi M'Hamed qui traverse l'agglomération de Marsat Ben M'Hidi.

I.4. Situation géologique

La région repose sur une structure géologique typique du Tell oranais, composée de formations sédimentaires. On y retrouve principalement des couches de calcaires, de marnes et de grès. Cette composition influence la stabilité du sol ainsi que son comportement vis-à-vis de l'infiltration des eaux.

I.5. Situation climatique

Un climat est de type méditerranéen. Il se caractérise par une saison chaude et sèche se prolongeant au-delà de l'été et jusqu'au mois d'octobre, et une saison froide de Novembre à Avril, pendant laquelle les pluies tombent sous forme d'averses de courtes durées, et souvent assez violentes.

I.5.1. Température

Les températures à Marsa Ben M'hidi varient selon les saisons :

- En été (juin à août), les températures peuvent atteindre 30°C à 35°C en moyenne, avec des pics occasionnels dépassant 38°C.

- En hiver (décembre à février), les températures sont généralement douces, oscillant entre 10°C et 17°C.

Le tableau ci-dessous représente la variation de la température mensuelle :

Tableau I-1 : Température mensuelle moyenne en °C

Mois	Jan	Févr	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc
Température maximale Moyenne (°C)	16,2	16,8	19,1	21,1	24,1	28,1	31,3	31,7	28,3	25,3	19,7	17
Température minimale moyenne (°C)	5,6	6,2	8	10,3	13,6	17,3	20,3	21	18,6	15	9,9	6,9
Température moyenne(°C)	10,9	11,5	13,5	15,7	18,8	22,7	25,8	26,3	23,4	20,1	14,8	11,9

(Source : climate-data.org 2025)

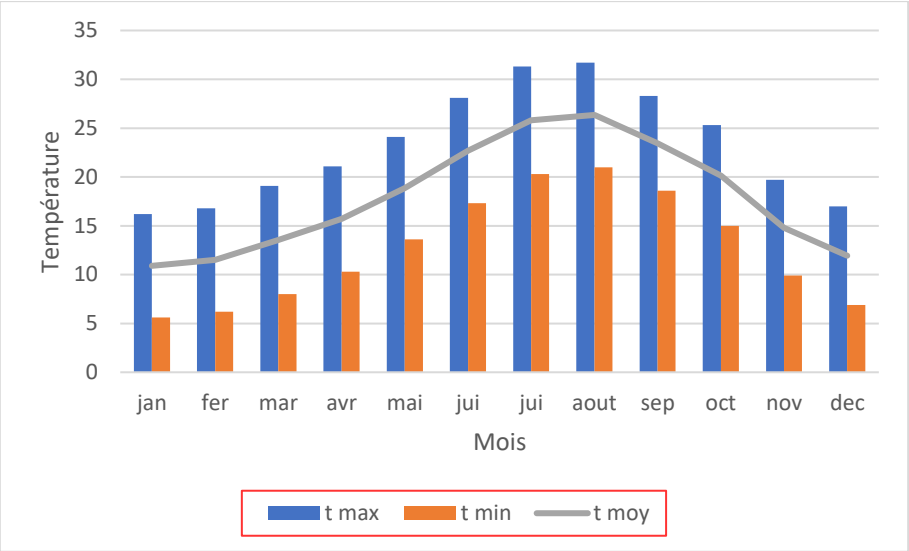


Figure I-3 : Amplitude mensuelle des températures

I.5.2. Précipitations

- Les précipitations sont concentrées principalement durant l'automne et l'hiver, avec un maximum entre novembre et février.

- La pluviométrie annuelle est estimée entre 400 mm et 600 mm, ce qui classe la zone parmi les régions à précipitations modérées.

- L'été est généralement sec, avec de rares épisodes orageux.

Tableau I-2 Les précipitations moyennes mensuelles

Mois	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitation	42	42	53	42	33	9	2	5	23	39	48	33

(Source : climate-data.org 2025)

I.5.3. Vents

La région est exposée à des vents dominants venant de l'ouest et du nord-ouest, influencés par la proximité de la mer Méditerranée.

Tableau I-3 : Moyenne de la vitesse du vent

Mois	Jan	fev	mar	avr	mai	jui	jui	aout	sep	oct	nov	dec
Vitesse (Km/h)	11,7	6,9	9,1	8,3	8,0	7,8	8,5	6,9	6,5	8,6	8,4	10,6

(Source: climate-data.org 2025)

I.6. Situation démographique

Selon le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008, la population de la commune de Marsa Ben M'Hidi est estimée à 6 212 habitants et le taux d'accroissement annuel en est 1,1% donnée par RGPH

On utilise la loi des accroissements géométriques pour estimer le nombre d'habitants pour différents horizons.

La relation est comme suit :

$$Pn = P0\,(1+T)^{n} \qquad \text{I-1}$$

Avec :

P_n : Population future à un horizon prévue ;

P_0 : Population de base ou de l'année de référence ;

n : Nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;

T : Le taux d'accroissement annuel de la population.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I-4: L'évaluation de la population

Années	2008	2025	2055
Nombre d'habitants	6212	7320	10163

D'après les informations recueillies auprès des services de la Daïra de Marsat Ben M'Hidi le nombre de vacanciers saisonniers est estimé à 12000 durant l'année 2019, ce flux touristique est estimé à **41000** de vacanciers pendant les trois mois de l'été pour l'horizon 2055

I.7. Situation hydraulique

La gestion de l'eau à Marsa Ben M'hidi repose sur deux volets principaux : l'alimentation en eau potable (AEP) et le réseau d'assainissement, deux services essentiels dans une ville côtière à vocation touristique.

I.7.1. Alimentation en Eau Potable (AEP)

L'alimentation en eau potable de la commune est assurée par deux forages :

- Forage d'Annabra (2005) : débit de 6 l/s, alimentant un château d'eau de 150 m³ destiné à l'agglomération secondaire d'Annabra.

- Forage de Boukanoun (Oued Yabes, commune de M'sirda El Fouaga) (2006) : débit de 20 l/s, refoulé par une conduite en fonte Ø200 mm vers une station de pompage de 60 m³ à El Assa.

I.7.2. Assainissement

Le réseau d'assainissement de Marsa Ben M'Hidi, de type unitaire, est organisé en trois sous-réseaux, chacun raccordé à une station de relevage (soit 3 stations au total).

Le boulevard principal est équipé de conduites en PVC Ø315 mm jusqu'à béton Ø600 mm.

Une grande partie des branchements particuliers, réalisés directement par les habitants, utilise des buses en béton comprimé de Ø200 à Ø250 mm.

À long terme, il reste à vérifier la capacité de ce réseau à répondre aux besoins futurs de la population.

I.8. Conclusion

Ce chapitre a présenté les caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques, hydrologiques et hydrauliques de la région. Ces éléments servent de base à l'étude de l'évacuation des eaux usées et pluviales à Marsa Ben M'hidi, afin de dimensionner un réseau efficace, durable et respectueux de la santé publique et de l'environnement.

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est la discipline qui étudie l'eau et son cycle, englobant les phénomènes de précipitation, d'évaporation, d'infiltration, d'écoulement et de stockage. Dans le cadre d'un réseau d'assainissement, qui doit assurer l'évacuation à la fois des eaux usées domestiques et des eaux pluviales, il est primordial de disposer d'estimations précises des volumes concernés. L'étude hydrologique permet de déterminer les débits de ruissellement, directement liés à l'importance des apports pluviaux. L'estimation de ces débits constitue une étape essentielle pour le dimensionnement du réseau d'assainissement ainsi que des ouvrages associés.

II.1. Notions d'hydrologie

II.1.1. L'averse

Une averse est une pluie soudaine, abondante et souvent de courte durée.

II.1.2. Choix de la période de retour

La période de retour d'une averse est l'intervalle moyen entre deux événements de cette intensité. Une pluie décennale a 10% de chance de se produire chaque année, c'est-à-dire une pluie avec une période de retour de 10 ans peut se produire une fois tous les 10 ans.

Pour les réseaux d'égout, la pluie décennale est souvent utilisée pour le dimensionnement. Cela permet de trouver un équilibre entre le coût et la protection contre les inondations.

II.1.3. La fréquence

La fréquence en hydrologie se réfère à la probabilité qu'un événement donné se produise dans une période de temps donnée. Cette notion est utilisée pour décrire la probabilité qu'un certain débit soit dépassé dans une rivière ou un cours d'eau. La fréquence d'un événement est généralement exprimée en pourcentage, avec une fréquence de 50% indiquant que l'événement est attendu une fois tous les deux ans en moyenne.

II.1.4. Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation

L'intensité moyenne (im) d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie totale observée durant la durée t de l'averse : [3]

$$I_m = \frac{h}{t} \quad \text{.....(II-1)}$$

Avec :

Im : intensité moyenne de la pluie [mm/h, mm/min] ou intensité spécifique en prenant en compte la surface [l/s/ha.].

h : hauteur de pluie de l'averse [mm].

t : durée de l'averse [h].

II.2. Choix de la station pluviométrique

Les stations pluviométriques utilisées pour l'estimation des précipitations dans le bassin versant ont été choisies en tenant compte de leur emplacement géographique ainsi que de la durée des observations disponibles. Ce choix revêt une importance particulière, puisqu'il conditionne la représentativité des données. La sélection des stations s'est appuyée sur plusieurs critères, à savoir:

- Les caractéristiques topographiques ;
- Les conditions climatiques ;
- La proximité de la station par rapport à la zone d'étude.

II.3. La série des données pluviométriques

Pour la présente étude, la station pluviométrique de Ghazaouet est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	**Code de la station**	**Cordonnées géographique**		**Période d'observation**
Ghazaouet	040101	Latitude / Longitude	Altitude	1991-2020 (30 ans)
		35.1° N, -1.8667° W	83 m	

(Source : ANRH Tlemcen 2025)

ANRH **:** l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

Le tableau ci-dessous présente la série pluviométrique

Tableau II-2 : série pluviométrique de la station Ghazaouet

Année	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	AOUT	Pmax
1991	28,2	4,6	29,9	8,9	12,6	5,8	12,9	31,3	8	1,6	1,6	3,1	**31,3**
1992	31,1	7,9	6,8	14,3	9,8	13	1,3	6,2	1,7	0	2,1	3,2	**31,1**
1993	30,6	26,5	12,1	10,8	20,5	4	26,8	9,9	0,8	3,5	0	1,1	**30,6**
1994	11,4	3,1	9,2	8,5	15,1	30,5	10,4	21,7	22,1	7	8,7	0,9	**30,5**
1995	2,2	9	1,7	11,6	13,6	3,7	11,4	33,5	15,9	11,4	1,2	16,2	**33,5**
1996	13	11,3	30,7	19,5	10	9,4	6,8	28,6	21,3	0,8	7,7	0,6	**30,7**
1997	4	3,9	5,5	17,9	58,5	6,2	36,5	5,6	17,5	43,1	0	4,5	**58,5**
1998	16,8	29,7	12	37	20	12	4,4	9	20,9	2	1	1,3	**37**
1999	18,9	55,5	21,9	11,9	21	6,8	1,6	21,4	2	1	14,1	1,4	**55,5**
2000	16,3	5,6	8,2	11	2,9	4,7	14,8	10,5	19,9	4,7	0	4,7	**19,9**
2001	0,7	4,3	23	36,2	11,2	10,4	3,1	31,7	8,2	10,8	0	15,1	**36,2**
2002	15,7	13,1	28,3	16,7	9,4	12,5	1,1	11	14,9	1,1	5,6	4,3	**28,3**
2003	7,7	8,7	11,4	45,9	6,4	5,7	10,2	1,7	0,7	2,4	0,3	0	**45,9**
2004	8,3	25,5	9	4,5	31,1	17,4	5,9	22,9	28,3	0,5	1,3	0	**31,1**
2005	8,7	9,3	3,3	8	5,9	15,4	18,1	35,7	2,6	1,4	1,6	1,9	**35,7**
2006	20,2	24	19,3	2,6	20,6	7	7,4	4,5	16,5	1,7	10,5	2,1	**24**
2007	6,4	21,5	19,7	30,6	16,5	19,3	34,5	24,6	5,9	3,1	4	3,3	**34,5**
2008	58,2	5,6	11,8	13,6	15	30,5	29,1	11,4	16,6	1,8	1,7	7,3	**58,2**
2009	1,7	6,6	23,3	7,1	13,6	15,1	18,5	13,9	25,5	14,5	0,7	3,6	**25,5**
2010	6	20,9	22,7	2,1	8	3,1	40,6	64,6	0,5	40,2	19,1	6,5	**64,6**
2011	5,2	14,4	64,2	18,8	20,9	22,7	37	67,5	27,1	0	0	1,2	**67,5**
2012	3,6	1,1	40,4	36,6	11,5	11,8	48,2	1,6	4,3	24,2	6,9	0,9	**48,2**
2013	46,3	35,6	16,3	29,5	12,3	21,4	18,2	0,4	60,1	5,9	2,5	6,4	**60,1**
2014	2	18,6	13	18,1	15	12	30,2	16,4	18,3	8,6	0,3	2,9	**30,2**
2015	0,7	2,7	11,3	16,4	47,3	7,2	3,9	1,3	9,7	9,3	0,6	3,7	**47,3**
2016	2,5	13,7	13,3	19,4	9,2	11,5	33,3	51,7	18,5	31,2	7,5	3,9	**51,7**
2017	17	12,2	17,6	24,2	21,7	10,6	18	18,9	4,6	0	2,7	0	**24,2**
2018	25,2	3,5	25,8	36,5	7,1	9,3	18,1	19,3	5,6	0	3,6	0	**36,5**
2019	0	9,3	2	11,9	13,9	4	11,7	33,8	16,2	11,7	1,5	16,5	**33,8**
2020	2	5,8	8,4	11,2	3,1	4,9	15	10,7	30	4,9	0,2	4,9	**30**

(Source : ANRH Tlemcen 2023)

Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique

Afin de garantir l'absence de rupture artificielles dans la série de données et d'évaluer son homogénéité, il est essentiel de procéder à une analyse statistique à l'aide du teste de la médiane, qui suit plusieurs étapes méthodiques.

- **Les étapes à suivre pour appliquer le teste de la médiane sont les suivantes :**

a. Classer la série en ordre décroissant.

b. Déterminer la médiane M de sorte que 50% des X_i soient inférieurs à M et 50% des X_i soient supérieurs à M.

- Si N est impair, on prend la $(\frac{N+1}{2})$ième valeur.
- Si N est pair, on prend la moyenne entre la $(\frac{N}{2})$ième valeur, et la $(\frac{N}{2}+1)$ ième valeur.

(Tel que : **N** est le nombre d'années).

Étant donné que la série de données est paire, donc **M= 34.1**

c. Attribuer un signe à chaque valeur de la série non triée.

(+) : si $x_i > M$

(-) : si $x_i < M$

d. Calculons les quantités Ns et Ts tel que :

- N_s : Nombre total de séries de (+) ou de (-)
- T_s : Taille de la plus grande série de (+) ou de (-)

e. Vérifier les conditions suivantes :

$$Ns \quad > \frac{1}{2}\left(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1}\right)$$

$$Ts < 3{,}3(log_{10}\, N + 1)$$

Tableau II.3 : Calcul des paramètres du test de la médiane.

Pmax (mm)	Signe
31,3	**-**
31,1	**-**
30,6	**-**
30,5	**-**
33,5	**-**
30,7	**-**
58,5	**+**
37	**+**
55,5	**+**
19,9	**-**
36,2	**+**
28,3	**-**
45,9	**+**
31,1	**-**
35,7	**+**
24	**-**
34,5	**+**
58,2	**+**
25,5	**-**
64,6	**+**
67,5	**+**
48,2	**+**
60,1	**+**
30,2	**-**
47,3	**+**
51,7	**+**
24,2	**-**
36,5	**+**
33,8	**-**
30	**-**

N_s= 15 >10,4

T_s= 6 <8,26

D’après les résultats du test de la médiane, on peut conclure que notre série est homogène.

II.4. Etude des précipitations maximales journalières

L'étude des précipitations maximales mensuelles repose sur une approche statistique permettant d'analyser les valeurs extrêmes ainsi que leurs fluctuations. Pour ce faire, un ajustement statistique est réalisé à l'aide de lois de probabilité adaptées afin de représenter correctement les valeurs maximales observées. Les principales étapes de cette analyse sont les suivantes :

- Classement des précipitations maximales mensuelles dans l'ordre croissant ;
- Détermination de la fréquence empirique F(x), correspondant à la probabilité de non-dépassement ;
- Calcul des paramètres statistiques caractéristiques de la série observée ;
- Ajustement graphique de la distribution des précipitations ;
- Définition des quantiles avec leurs intervalles de confiance ;
- Estimation des valeurs extrêmes et des variations mensuelles des précipitations.

II.5. Analyse statistique de la série pluviométrique

II.5.1. Caractéristiques empiriques

- La moyenne de précipitation maximale journalière $\overline{P}_{max,\,j}$:

$$\overline{P}_{max,\,j} = \frac{\sum_{i=1}^{N} P_{max,j}}{N} \quad \text{..... (II.2)}$$

Avec :

$P_{max,\,j}$: précipitation maximale journalière en (mm).

n : nombre d'années d'observation (N= 30 ans).

$\overline{P}_{max,\,j}$: la moyenne de précipitation maximale journalière en (mm)

Pour N≥30 ans :

- L'écart type σ_{pmaxj}

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(P_{max,j} - \overline{P}max,j)^2}{N}}\right] \text{..... (II.3)}$$

- Coefficient de variation C_v :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P}_{max,j}} \quad \text{..... (II.4)}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats des caractéristiques de la série :

Tableau II.4 : résultats des caractéristiques de la série pluviométrie

La taille de la série	**30**
Valeur min	19,9
Valeur max	67,5
La moyenne	39,07
L'écart type	13,21
Coefficient de variation	0,34
Exposant climatique (ANRH)	0,36

II.6. Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle

L'ajustement consiste à trouver la loi de probabilité la plus appropriée pour modéliser les données pluviométriques. L'efficacité de la méthode d'ajustement dépend de plusieurs facteurs, tels que la loi de probabilité, la taille de l'échantillon et certaines caractéristiques de l'échantillon. Les critères de choix de la loi de probabilité la plus efficace sont souvent basés sur la pratique et l'expérience.

II.6.1. Ajustement à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi du Gumbel : -

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \quad \text{..... (II.5)}$$

$$y = \frac{(x - x_0)}{\alpha} = -\left[\ln\left(-\ln\left(F(x)\right)\right)\right] \quad \text{..... (II.6)}$$

Avec :

$\boldsymbol{y}$: La variable réduite de Gumbel.
$\boldsymbol{x_0}$: Le paramètre de position (en mm).
$\boldsymbol{x}$: Variable étudiée ($P_{max,j}$) (en mm).
$\boldsymbol{\alpha}$: Paramètre d'échelle appelée Gradex. ($\boldsymbol{\alpha} > 0$).

-L'équation de la droite de Gumbel (expression du quantile) est donnée par :

$$x = \alpha \times y + x_0 \quad \text{..... (II.7)}$$

-Les paramètres de loi de Gumbel sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé (par logiciel Hyfran) :

$$\alpha = 9.98858; \quad x_0 = 33.0069$$

Donc, L'équation de la droite de Gumbel devient :

$$x = 9.98858\, y + 33.0069 \quad \text{..... (II.8)}$$

Les résultats sont identifiés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran.

T	q	Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	79.0	7.51	64.2 - 93.7
50.0	0.9800	72.0	6.53	59.2 - 84.8
20.0	0.9500	62.7	5.24	52.4 - 72.9
10.0	0.9000	55.5	4.27	47.1 - 63.8
5.0	0.8000	48.0	3.31	41.5 - 54.5

Tels que : T = 1/(1-q)

Avec :

T : période de retour (T=10ans) ;

q : probabilité au non dépassement ;

Xt : précipitation maximale journalière (mm).

La figure ci-dessous présente le résultat de l'ajustement par la loi Gumbel donnée par le logiciel Hyfran :

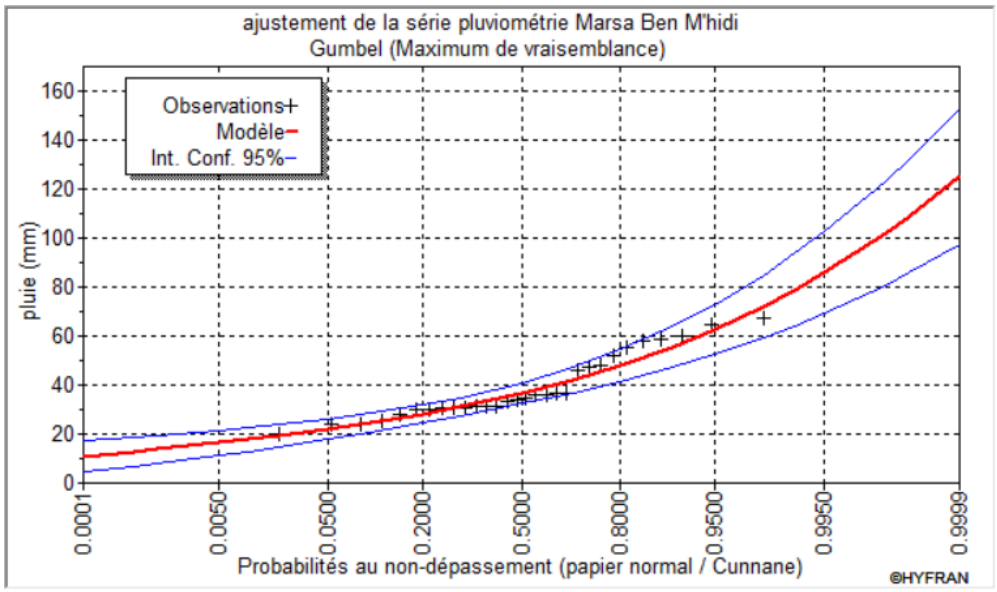


Figure II-1 : Ajustement par la loi de Gumbel.

II.6.2. Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (loi GEV)

La formule de répartition de la loi d'extrêmes généralisée est :

$$F(x)= e^{-e^{-y}} \quad \text{..... (II.9)}$$

$$y = -\frac{1}{k}\ln\left(1-\frac{k}{\alpha}(x-u)\right) \quad \text{..... (II.10)}$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmax, j).
u : paramètre de position.
α: paramètre de dispersion (α > 0).
k: paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'équation de la droite d'ajustement de la loi de GEV est donnée par :

$$x = u + \frac{\alpha}{k}\left(1-e^{-ky}\right) \quad \text{..... (II.11)}$$

- Les paramètres de loi de GEV sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé (par logiciel Hyfron) :

α= 9.18221; k= -0.129354; u= 32.4947

Donc, l'équation de la droite d'ajustement de la loi de GEV devient :

$$x = 32.4947 + \frac{9.18221}{-0.129354}(1 - e^{-0.129354\ y}) \ldots\ldots\ldots (II.12)$$

Les résultats sont issus de l'application du logiciel Hyfran sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par logiciel Hyfran.

T	q	Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	90.2	21.1	N/D
50.0	0.9800	79.1	14.8	50.2 - 108
20.0	0.9500	65.7	8.71	48.7 - 82.8
10.0	0.9000	56.5	5.66	45.4 - 67.6
5.0	0.8000	47.7	3.68	40.5 - 54.9

N/D : non défini

La figure suivante présente le résultat de l'ajustement par la loi GEV donnée par le logiciel Hyfran :

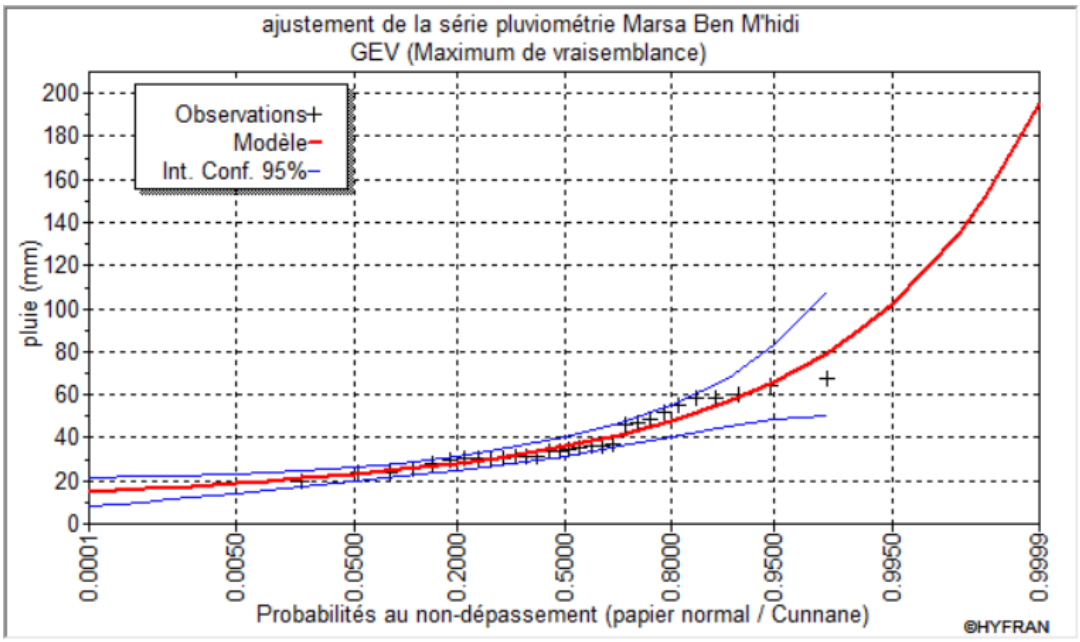


Figure II.2 : Ajustement par la loi de GEV.

II.6.3. Ajustement à la loi de Galton (log normale)

La formule de répartition de la loi de Galton est :

$$F(x)= \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}} du \quad \text{..... (II.13)}$$

Dans le cas de la loi log normale la variable u est égal à :

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

Avec :

u : la variable réduite de Gauss.
$\overline{\ln(x)}$: La moyenne des logarithmes de la variable x.
$\sigma_{\ln(x)}$: L'écart type des logarithmes de la variable x.

La formule de Galton est donnée par la formule suivante :

$$\ln(x) = u \times \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad \text{..... (II.15)}$$

Les paramètres de loi de Galton sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé (par logiciel Hyfran):

$\sigma_{\ln(x)}$=0.357111; $\overline{\ln(x)}$ =4.00446

Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton sont présentés dans le tableau suivant

Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran.

T	q	Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	78.8	9.09	61.0 - 96.7
50.0	0.9800	72.2	7.62	57.2 - 87.1
20.0	0.9500	63.2	5.79	51.9 - 74.6
10.0	0.9000	56.2	4.52	47.3 - 65.0
5.0	0.8000	48.7	3.37	42.1 - 55.3

La figure suivante présente le résultat de l'ajustement par la loi Galton donnée par le logiciel Hyfran :

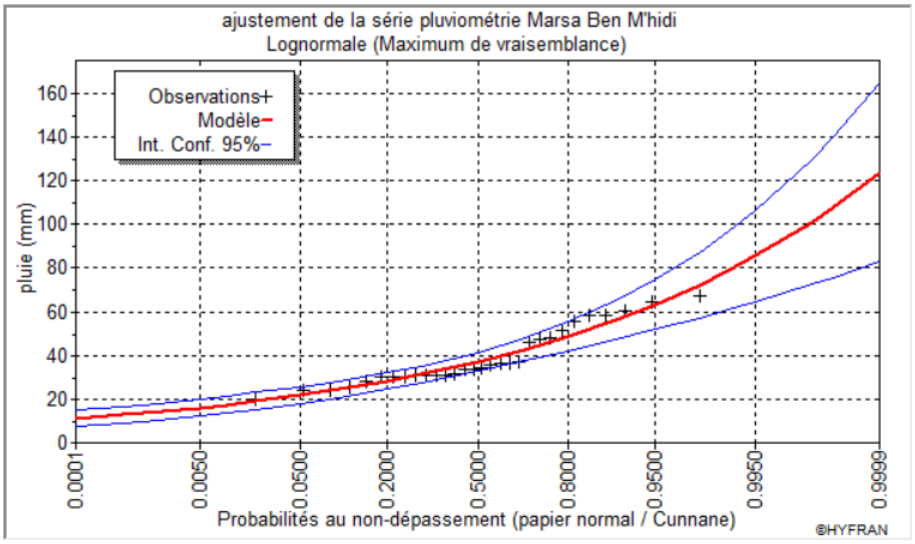


Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi Log-normale.

II.7.4 Comparaison entre les lois d'ajustement

Dans le cadre de notre étude, la série des précipitations maximales journalières a été ajustée aux lois de Gumbel, de Galton et de GEV à l'aide du logiciel Hyfran. Chaque loi présente des atouts et des limites ; toutefois, notre choix reposera principalement sur l'évaluation des paramètres hydrologiques estimés (notamment les précipitations décennales), l'analyse visuelle des courbes d'ajustement ainsi que sur les critères statistiques de comparaison entre les lois.

II.7.4.1 Comparaison graphique

Ce test examine visuellement les graphiques de régression pour voir comment les points sont alignés. Il vérifie si la ligne de régression suit bien les points et s'il n'y a pas de courbes ou de tendances étranges. Ce test aide à vérifier la qualité des données et des modèles statistiques. A l'aide de logiciel Hyfran on a fait une comparaison entre les trois lois.

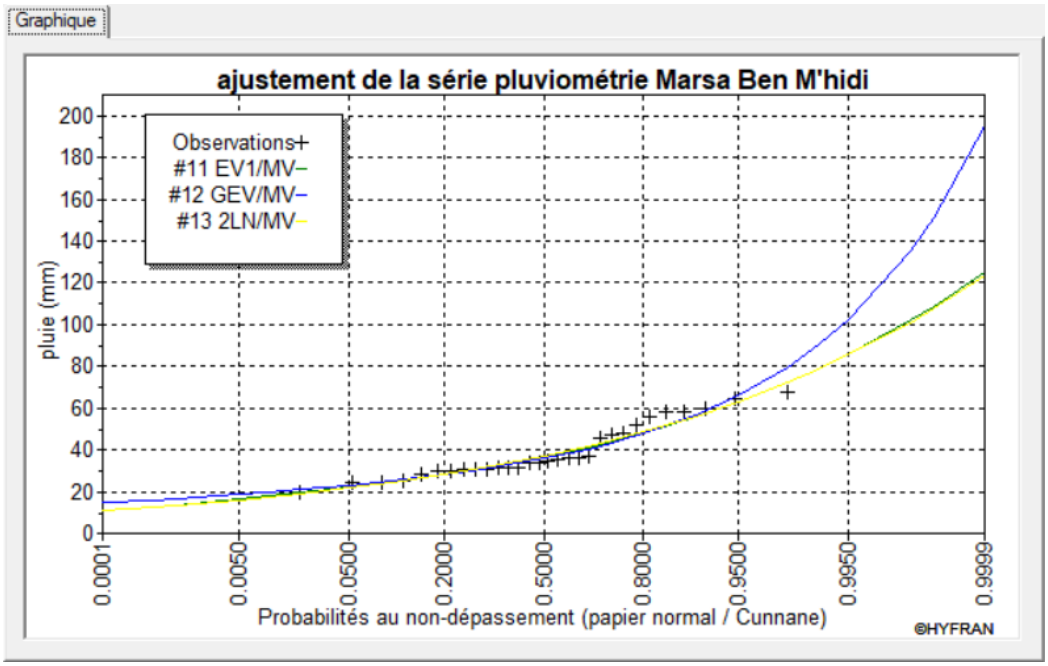


Figure II.4 : Comparaison des trois lois d'ajustement.

Interprétation :

Dans les trois cas les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

II.7.4.2 Critères de comparaison des lois :

Pour sélectionner le modèle statistique le plus adapté aux données hydrologiques, deux approches complémentaires sont utilisées. D'une part, les critères analytiques comme l'AIC (Critère d'information d'Akaike) et le BIC (Critère d'information bayésien) permettent de comparer les lois de probabilité en équilibrant la qualité d'ajustement et la complexité du modèle. Le BIC, en

particulier, repose sur une approche bayésienne en lien avec la probabilité a posteriori *P*(*Mi*|*x*), estimée à partir de la vraisemblance et de la probabilité a priori P(Mi). D'autre part, le logiciel Hyfran propose une sélection de modèles basée sur des tests d'adéquation classiques. Cette section vise à comparer les classements obtenus par ces deux méthodes afin de justifier le choix du modèle le plus représentatif des données de la zone d'étude.

A l'aide de logiciel HYFRAN on a fait une comparaison entre les trois lois et on a obtenu les résultats suivants

Tableau II.7 : tableau de comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran.

Modèle	Nombre de paramètres	XT	P(Mi)	P(Mi/x)	BIC	AIC
Gumbel	2	55.485	33.33	46.39	239.925	237.123
Lognormal	2	56.187	33.33	42.00	240.124	237.322
GEV	3	56.480	33.33	11.61	242.696	238.493

Sélection de la loi :

la comparaison entre les critères analytiques (AIC, BIC) et les résultats fournis par le logiciel Hyfran a permis de confirmer la cohérence des méthodes utilisées pour l'évaluation des modèles statistiques. Parmi les lois testées, la loi de Gumbel s'est distinguée par les valeurs les plus faibles de AIC et BIC

Alors : $P_{max,j}$ (Gumbel)=55,485 mm.

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

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi Log-normale.

- **Pluies de courte durée :**

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluiesmaximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%}=P_{max,j,p\%}\times\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{.....(II.16)}$$

Avec :

$P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).

$P_{max,j,p\%}$: pluie maximale journalière correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).

t : durée de l'averse (h).

b : exposant climatique ; (selon ANRH, b=0.36).

AN: $$P_{t,15min}=55{,}485\times\left(\frac{0{,}25}{24}\right)^{0{,}36}=10{,}729 \text{ mm}$$

Pour calculer l'intensité moyenne des précipitations de courte durée à une fréquence de dépassement donnée, la formule de MONTANARI est utilisée.

La formule de MONTANARI est la suivante :

$$i_{t,p\%}=\frac{P_{t,p\%}}{t} \quad \text{.....(II.17)}$$

Avec :

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

$P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).

t : durée de l'averse (h).

Dans les projets d'assainissement, pour l'estimation des débits pluviaux on s'intéresse à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée t= 15 min ou 0,25 heure, et une période de retour T = 10 ans. Cette approche est adoptée pour des raisons technico-économiques et de sécurité. En effet, une courte durée de 15 minutes permet de prendre en compte les précipitations intenses qui peuvent survenir rapidement et causer des dégâts importants.

$$I_{15min,10\%}=\frac{10{,}729}{0.25}=42{,}916\text{mm/h}=\frac{42{,}916\times10000}{3600}=119{,}21 \text{ l/s/ha.}$$

On prend I=120l/s/ha

Tableau II.8 ;-pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

T	**10**		**20**		**50**		**100**	
XT	55,485		62,7		72		79	
t(h)	p(mm)	i(mm/h)	p(mm)	i(mm/h)	p(mm)	i(mm/h)	p(mm)	i(mm/h)
0,1	7,7	77,1	8,7	87,2	10,0	100,1	11,0	109,8
0,25	10,7	42,9	12,1	48,5	13,9	55,7	15,3	61,1
0,5	13,8	27,5	15,6	31,1	17,9	35,7	19,6	39,2
1	17,7	17,7	20,0	20,0	22,9	22,9	25,2	25,2
1,25	19,2	15,3	21,6	17,3	24,9	19,9	27,3	21,8
1,5	20,4	13,6	23,1	15,4	26,5	17,7	29,1	19,4
1,75	21,6	12,4	24,4	14,0	28,1	16,0	30,8	17,6
2	22,7	11,3	25,6	12,8	29,4	14,7	32,3	16,1

La figure (**II-5**) montre la courbe Intensité-Durée-Fréquence (IDF). Elle met en évidence la variation de l'intensité de pluie en fonction du temps

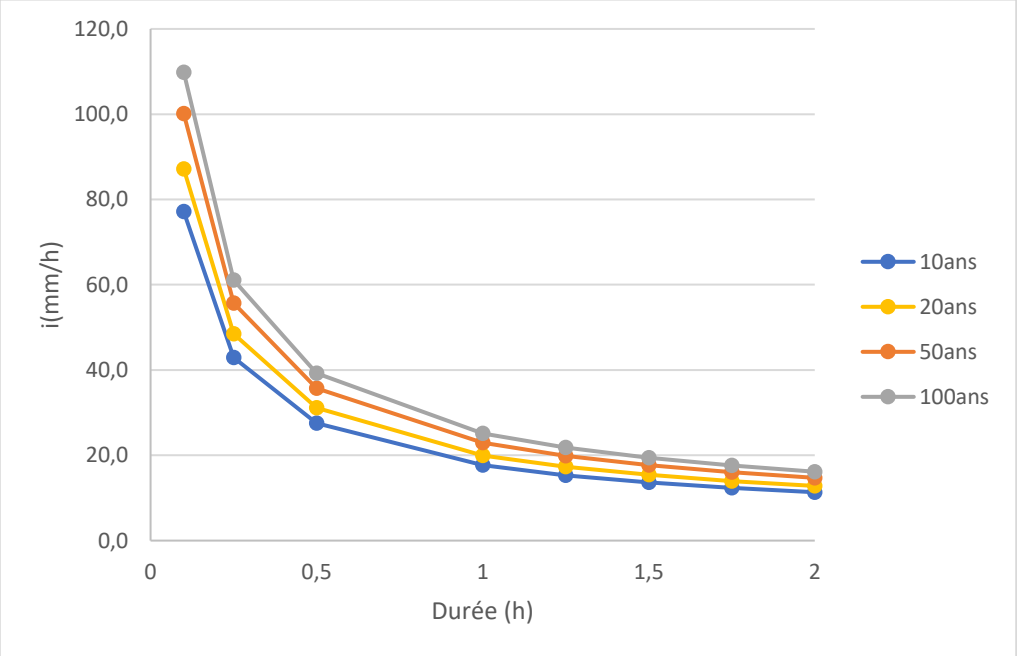


Figure II.5 : Courbe IDF (intensité-durée-fréquence).

II.8. Conclusion

L'étude hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale à partir des précipitations journalières maximales. L'application de la loi de Gumbel a conduit à l'estimation de l'intensité pluviométrique de projet, correspondant à une période de retour de dix ans, et dont la valeur est de 119,21 l/s/ha. Cette intensité servira de base pour le calcul et l'estimation des débits pluviaux.

Chapitre III : Calcul de base

Introduction

L'assainissement a pour finalité essentielle l'évacuation des eaux usées, provenant de diverses origines, vers l'extérieur des zones habitées. Pour atteindre cet objectif, certaines étapes préliminaires sont nécessaires, en particulier les calculs de base permettant de déterminer avec exactitude les débits à évacuer. Ces étapes incluent :

- L'estimation de la population concernée ;
- La division du site en unités élémentaires accompagnée de l'évaluation des coefficients de ruissellement correspondants ;
- Le choix de la méthode de calcul et l'élaboration du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

III.1. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires

En général, une surface élémentaire est l'aire sur laquelle toute pluie qui tomberait en n'importe quel point de cette surface se trouverait en un même point qu'on appellera exutoire. Donc les surfaces élémentaires sont considérées comme des surfaces d'influences, à l'amont de chaque ossature du réseau.

Le découpage de ces surfaces s'effectuera suivant les conditions naturelles du relief et urbanistique comme : La nature des sols ; La densité des habitations ; Les routes et voiries existantes ; Les limites naturelles.

Dans le cadre de notre étude, la zone d'assainissement a été subdivisée en **13 surfaces élémentaires**. Le découpage est montré dans la figure (**III.1**)



Figure III.1 : décomposition de l'aire d'étude

Le tableau ci-après présente les superficies correspondantes à chacune de ces entités.

Tableau III.1 : Les superficies des surfaces élémentaires.

Surface élémentaire	Surface(ha)
1	7,8
2	8,96
3	4,15
4	4,65
5	6,02
6	3,02
7	13,09
8	9,10
9	14,81
10	8,71
11	3,25
12	4,54
13	5,51

III.2. Système d'évacuation des eaux

La conception d'un réseau d'assainissement destiné à une agglomération doit tenir compte de deux aspects essentiels :

- Assurer un drainage performant des eaux pluviales, afin de réduire les risques d'inondation et d'éviter la formation de zones d'eau stagnante lors de fortes précipitations ;

- Garantir l'évacuation des eaux usées domestiques, des eaux vannes ainsi que, le cas échéant, des rejets industriels.

Pour répondre à ces besoins, il est possible de mettre en place un ou plusieurs systèmes de canalisations, généralement conçus pour fonctionner par gravité, de manière à assurer un écoulement efficace des eaux à évacuer.

III.2.1. Les différents systèmes d'assainissement

Quel que soit le contexte (rural, urbain ou industriel), le réseau d'assainissement a pour fonction principale d'évacuer :

Eaux pluviales : Les eaux de ruissellement en grande quantité.

Les eaux usées :

- Domestiques (eaux-vannes, ménagères, etc.).
- Les eaux usées industrielles.
- Les eaux usées des services publics.

Eaux parasites : Dans certains cas, des eaux claires ou drainage

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et pluviales peuvent être mis en place, notamment :

III.2.1.1. Le système unitaire

Dans ce type de système, l'ensemble des eaux usées et pluviales est collecté et évacué par un unique réseau de canalisations. Ce réseau unitaire est généralement muni de déversoirs qui, lors d'épisodes pluvieux intenses, permettent de déverser directement une partie des eaux vers le milieu naturel, évitant ainsi la surcharge de la station de traitement.

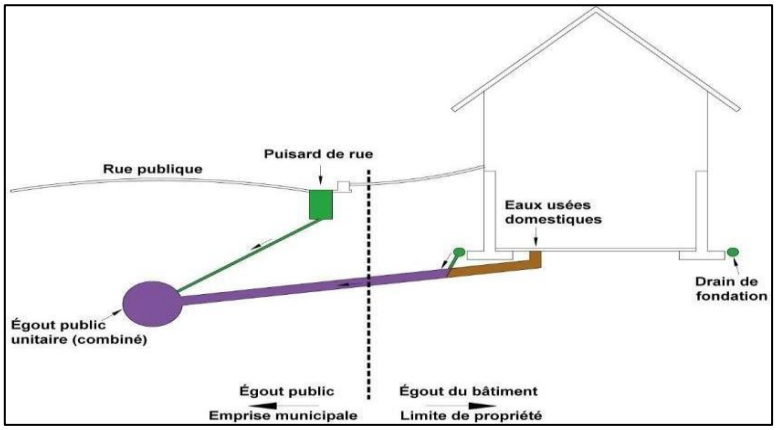


Figure III.2 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.

(Source : www.gatineau.ca (2019))

Domaine d'utilisation :

- Récepteur localisé à une certaine distance des points de collecte ;
- Terrain présentant peu de relief ;
- Forte imperméabilisation associée à une topographie marquée de la commune ;
- Débit d'étiage élevé du cours d'eau récepteur.

Avantages :

- Design simple : un unique collecteur, un unique branchement par bâtiment.
- Réduction de l'encombrement du sous-sol.
- Apparemment rentable (mesure moyenne imposée uniquement par les eaux pluviales).
- Un aspect classique, dans l'évolution historique des villes.
- Pas de risque de rupture de connexion.

Inconvénients :

- La vitesse à la station d'épuration est très fluctuante.
- En cas d'orage, les eaux usées sont comprises par les eaux pluviales pour les diluer.
- Contribution significative de sable à la station d'épuration.
- Transport d'une quantité considérable de pollution lors des premières précipitations après

une période de sécheresse.

Le mélange "eaux usées-eaux pluviales" est directement rejeté vers le milieu récepteur au niveau des déversoirs

III.2.1.2. Le système séparatif

Dans lequel sont établis deux réseaux distincts :

Le réseau des eaux pluviales : il a été développé dans le but d'évacuer les eaux provenant des pluies, c'est-à-dire les points de pluie. Il suit le cours d'eau le plus élevé afin de déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proche et d'accroître la vitesse d'écoulement.

Le réseau d'eaux usées est conçu pour évacuer les eaux usées provenant de la maison, du public et de l'industrie jusqu'à la station d'épuration, en utilisant une pente appropriée pour faciliter leur écoulement.

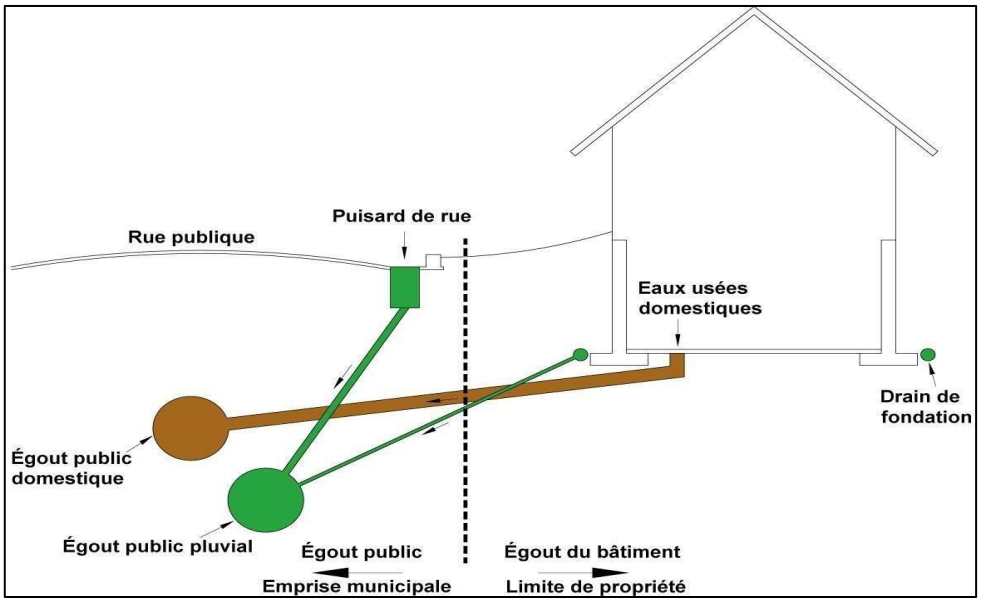


Figure III.3: schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.

(Source : www.gatineau.ca (2019))

Domaine d'utilisation

- Villes de petite et moyenne taille.
- Agrandissement des villes.
- La vitesse d'étiage du cours d'eau récepteur est faible.

Avantages

- Réduction du calibre moyen des conduites du réseau d'égouts
- Facilitant ainsi l'opération de la station d'épuration
- Favorisant une meilleure préservation environnementale en limitant les
- Flux polluants. De plus, cette démarche permet de restreindre certains frais d'exploitation.

Inconvénients

- Le sous-sol est très encombré, ce qui augmente les coûts d'investissement et accroît le risque de mauvais branchement

III.2.1.3. Le système pseudo-séparatif

Ce système implique la collecte des eaux usées ainsi qu'une partie des eaux de pluie, habituellement issues des toits et des propriétés privées, dans un réseau commun. Pendant ce temps, le reste des eaux de pluie est acheminé à travers les caniveaux et les dispositifs de drainage dans un réseau distinct. Bien qu'il soit similaire au système séparatif.

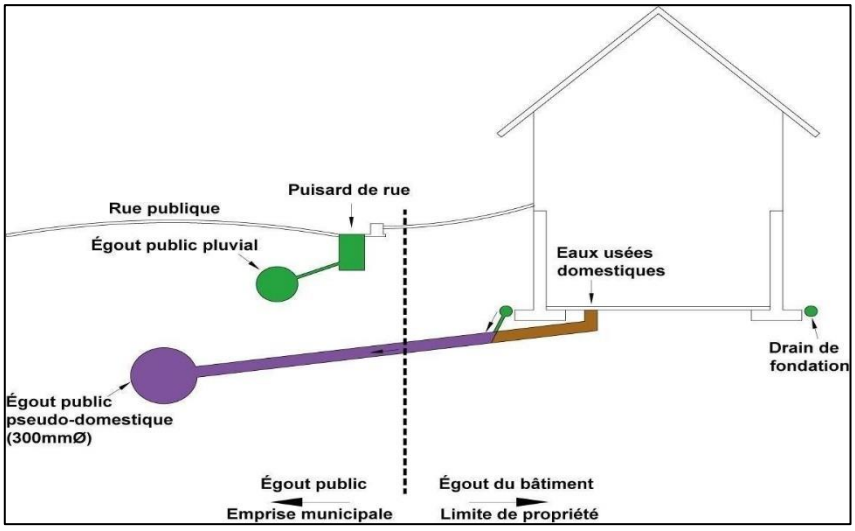


Figure III.4: schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.

(Source : www.gatineau.ca (2019))

III.2.2. Le choix du système d'assainissement

Le choix du système d'assainissement doit être basé sur plusieurs facteurs, notamment :

Les aspects techniques et les conditions locales, tels que la topographie du terrain, le régime des précipitations, les points de décharge, et la répartition des habitations.

Pour les extensions de réseau, il est crucial de prendre en compte le système existant.

Les considérations économiques, incluant les coûts initiaux d'investissement ainsi que les frais continus d'entretien, d'exploitation et de gestion, y compris le pompage des eaux usées.

Les considérations urbanistiques futures, comme la répartition prévue des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels.

Pour notre projet, on va adopter le **système unitaire**, pour des raisons économiques.

III.3. Schéma d'évacuation

Les réseaux d'assainissement sont conçus pour évacuer les eaux usées et pluviales en utilisant la force de gravité. Selon le système choisi et la topographie du terrain, nous distinguons plusieurs schémas :

III.3.1. Les différents schémas d'évacuation

III.3.1.1. Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire en assainissement est un type de réseau d'évacuation des eaux usées qui s'écoule directement dans un cours d'eau. Ce type de schéma est souvent utilisé pour les réseaux des eaux pluviales dans les systèmes séparatifs. Il permet d'évacuer les eaux d'une manière économique et plus rapide.

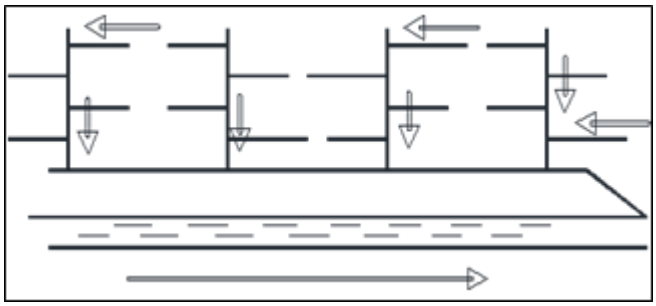


Figure III.5: Schéma perpendiculaire.

III.3.1.2. Schéma par déplacement latéral

Le schéma par déplacement latéral est adopté lorsqu'il y a une obligation de traitement des eaux usées, ou lorsque toutes les eaux peuvent être acheminées vers un seul point dans la mesure du possible. Ce type de schéma permet de collecter les eaux dans un collecteur parallèle, ce qui permet de transférer les effluents vers l'extrémité aval du réseau.

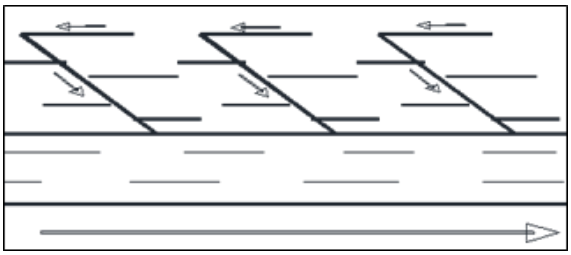


Figure III.6: Schéma par déplacement latéral.

III.3.1.3. Schéma du collecteur par zones étagées

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Ce système permet la collecte des eaux usées provenant de différents niveaux d'une zone et leur transport vers un niveau inférieur pour le traitement. Ce schéma est particulièrement utile dans les zones avec des élévations variables, où les eaux usées des niveaux supérieurs doivent être collectées et transportées vers un niveau inférieur pour le traitement.

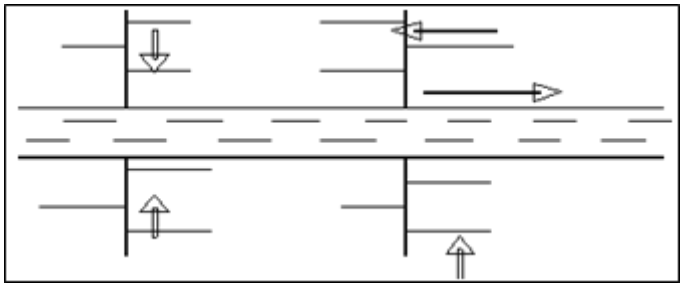


Figure III.7: Schéma par zones étagées.

III.3.1.4. Schéma type radial

Le schéma type radial est un type de système de collecte des eaux usées utilisé lorsque l'agglomération est située sur un terrain plat. Ce type de schéma est particulièrement adapté aux terrains plats où la pente naturelle n'est pas suffisante pour assurer l'écoulement des eaux usées.

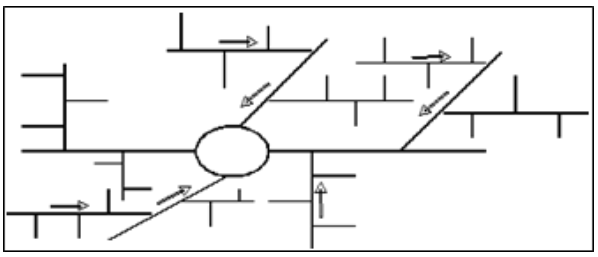


Figure III.8: Schéma radial.

III.3.1.5. Schéma transversal ou oblique

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

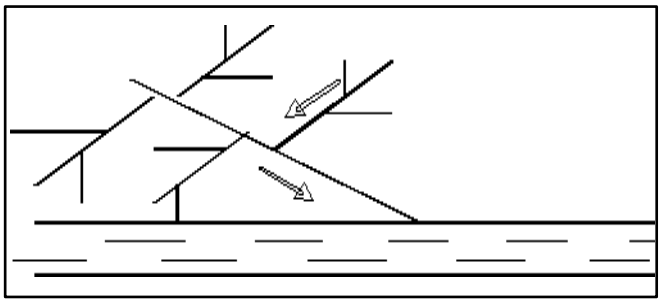


Figure III.9: Schéma à collecteur transversal ou oblique.

III.3.2. Le choix du schéma d'évacuation

Le choix du schéma d'évacuation des eaux dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels :

- Les caractéristiques techniques et locales du site, incluant le système déjà en place ;
- La topographie du terrain ainsi que la répartition géographique des habitations à desservir ;
- Les contraintes environnementales, notamment le mode de déversement adopté ;
- Le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration ;
- Les considérations économiques, telles que les coûts d'investissement et de maintenance.

En tenant compte de l'ensemble de ces critères, l'option retenue est celle d'un schéma d'évacuation par déplacement latéral.

III.4. Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est un rapport qui exprime le volume d'eau qui ruisselle d'une surface pendant un événement pluvial par rapport au volume de pluie qui tombe sur cette surface. Cette valeur dépend de :

- Nature de sol.
- La durée de chute de pluie.
- La saturation d'évaporation d'air.
- La pente.

- La présence d'infrastructures imperméables comme les routes ou les bâtiments.

Le coefficient de ruissellement se détermine selon les différents facteurs d'influence :

✓ En fonction du type d'occupation du sol

✓ En fonction de la catégorie d'urbanisation

✓ En fonction de la densité de population

✓ En fonction de la nature de la surface

Pour notre cas de calcul, on va déterminer le coefficient de ruissellement en tenant de compte de la nature des surfaces

Les valeurs de coefficient de ruissellement sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.2: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.

Nature de la surface	**Cr**
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

(Source : Gomella et Guerree (1967)

III.3.1. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque surface élémentaire, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IIIV.3: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque surface élémentaire.

Surface élémentaire	aire (Ha)	Cr_i
1	7,80	0,71
2	8,96	0,71
3	4,15	0,63
4	4,65	0,73
5	6,02	0,72
6	3,02	0,79
7	13,09	0,81
8	9,10	0,63
9	14,81	0,60
10	8,71	0,79
11	3,25	0,62
12	4,54	0,55
13	5,51	0,42

Cr_i : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

Calcul du coefficient du ruissellement pondéré total :Cr_p

Le coefficient du ruissellement pondéré total se calcul par la loi suivante :

$$Cr_p = \frac{\sum Ai * Cri}{A} \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

Cr_p : Le coefficient de ruissellement pondéré.

Cr_i : Le coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

A_i : La surface élémentaire de chaque surface élémentaire.

A : Surface totale de l'agglomération.

Donc $Cr_p=0,68$

III.3.2. Détermination du nombre d'habitant pour chaque surface élémentaire

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque surface élémentaire, nous déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle Et par la suite le nombre d'habitants dans chaque surface

La densité partielle est calculée par la formule suivante :

$$Di=\frac{Cri*P_t}{Crp*A} \text{.....(III.2)}$$

Tel que :

P_t : le nombre d'habitants total à horizon de calcule (2055).+ le nombre de vacanciers estimé à le même horizon.

Le nombre d'habitant de chaque surface est donné par l'expression : [7]

$$Pi = Di*Ai \text{.....(III.3)}$$

Avec :

Pi : Population partielle du sous basin considéré.

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Répartition de la population dans chaque surface élémentaire à l'horizon 2055.

Surface élémentaire	Surface (ha)	Cr_i	D_i global	P_i global
1	7,80	0,71	574	4479
2	8,96	0,71	575	5150
3	4,15	0,63	509	2111
4	4,65	0,73	594	2763
5	6,02	0,72	586	3524
6	3,02	0,79	639	1931
7	13,09	0,81	657	8607
8	9,10	0,63	511	4650
9	14,81	0,60	488	7224

Tableau III.4: Répartition de la population dans chaque surface élémentaire à l'horizon 2055. (Suite)

Surface élémentaire	Surface (ha)	Cr_i	D_i global	P_i global
10	8,71	0,79	643	5603
11	3,25	0,62	507	1651
12	4,54	0,55	449	2040
13	5,51	0,42	344	1893

III.5. Conclusion

Au terme de ce chapitre, plusieurs éléments ont été définis :

- Le choix du système le plus approprié, à savoir le système unitaire associé à un schéma d'évacuation par déplacement latéral ;

- La détermination du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire ainsi que l'estimation de la population desservie.

Sur cette base, il sera possible d'engager le calcul hydraulique adapté aux besoins de notre agglomération.

Chapitre IV : Evaluation des débits d'évacuation

Introduction

Quel que soit son type et la zone concernée, un système de canalisation en assainissement a pour rôle principal d'évacuer les eaux de ruissellement ainsi que les eaux usées domestiques (eaux vannes, ménagères, etc.) issues des habitations, mais aussi celles provenant des activités industrielles et des services publics. Le mode de transport de ces effluents dépend essentiellement de leur origine et de leur composition en matières.

Dans le cas de notre zone d'étude, le système retenu est le système unitaire. Il est donc indispensable d'estimer avec précision les débits des eaux usées rejetées, en tenant compte à la fois du nombre d'habitants et de la superficie étudiée, tout en intégrant les apports liés aux eaux pluviales.

IV.1. Origine et nature des eaux usées à évacuer

L'origine de ces eaux usées influence la nature des substances polluantes présentes dans l'effluent. Il est possible de distinguer :

IV.1.1. Eaux usées d'origine domestique

Les eaux domestiques proviennent essentiellement des activités ménagères, telles que les eaux issues des toilettes, du lavage, de la vaisselle ou encore de l'entretien des cours. Elles représentent la part principale des effluents générés par les ménages. La quantité de ces eaux à évacuer varie en fonction de plusieurs paramètres :

- Le type d'habitation (maison individuelle, immeuble collectif, etc.) ainsi que le niveau de confort lié aux équipements sanitaires et électroménagers, qui influencent directement la consommation en eau potable et, par conséquent, le volume d'eaux usées produit ;

- La disponibilité de la ressource en eau potable dans la région, qui conditionne également le niveau de consommation et donc la quantité d'eaux domestiques rejetées.

IV.1.2. Eaux usées du service public

Les eaux usées proviennent aussi des infrastructures publiques, telles que les sanitaires collectifs, les établissements scolaires, les sites touristiques ou encore les bâtiments administratifs.

L'évaluation des volumes rejetés par ces structures repose principalement sur deux critères :

- Le nombre de personnes fréquentant ces espaces, qui constitue un indicateur déterminant pour estimer la quantité d'eaux usées produites ;

- La dotation en eau attribuée à chaque type d'activité (sanitaire, éducative, touristique, administrative, etc.), permettant de calculer les volumes d'effluents générés.

IV.1.3. Eaux usées industrielles

Les eaux usées proviennent également des activités industrielles, notamment des usines et des procédés de production. Ces effluents contiennent fréquemment des substances chimiques ou des métaux lourds, susceptibles de présenter une forte toxicité.
Les volumes d'eaux industrielles à évacuer varient selon plusieurs facteurs, parmi lesquels :

- La nature de l'activité industrielle ;
- Le procédé de fabrication utilisé ;
- Le taux de recyclage appliqué ;
- Les normes de rejet en vigueur.

IV.1.4. Les eaux claires parasites

On désigne par eaux parasites les eaux circulant dans un réseau d'assainissement alors qu'elles n'y sont pas destinées. Il s'agit le plus souvent d'eaux claires faiblement polluées, provenant essentiellement de deux sources :

- Les infiltrations d'eaux pluviales ;
- La remontée de la nappe phréatique.

Il existe également des eaux parasites d'origine industrielle, parfois toxiques, générées par des rejets non conformes aux réglementations en vigueur. Ces apports peuvent avoir plusieurs conséquences sur les réseaux d'assainissement :

- La présence d'eaux claires parasites peut fausser le dimensionnement des ouvrages entraînant des surcharges, des débordements ou une dégradation prématurée des canalisations
- Elles peuvent aussi solliciter excessivement la station d'épuration, provoquant des dysfonctionnements et compliquant les opérations de traitement.

Remarque :

Selon les estimations basées sur les fuites des réseaux d'alimentation en eau potable, le débit moyen des eaux parasites est de l'ordre de 0,15 l/s/ha.

Dans le cadre de notre projet, aucune activité industrielle n'est recensée ; les eaux usées collectées proviennent uniquement des ménages et des services publics.

IV.2.Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

Le débit des eaux usées circulant dans les canalisations dépend directement de la consommation en eau. Cette variation est liée principalement aux volumes utilisés par les usagers. Toutefois, il convient de souligner que la totalité de l'eau consommée n'est pas restituée au réseau d'assainissement. En pratique, on considère qu'environ 70 à 90 % de l'eau consommée est rejetée, ce pourcentage correspondant au coefficient de rejet.

IV.2.1. Estimation de débit des eaux usées domestiques :

L'estimation des débits d'eaux usées repose sur plusieurs paramètres essentiels :

- La consommation moyenne d'eau potable par habitant et par jour à environ 200 l/j/hab
- Le nombre d'habitants ou de consommateurs concernés
- Le coefficient de rejet, généralement pris égal à 80 % de la consommation en eau potable.

Le calcul du débit domestique se fait le plus souvent selon la méthode suivante : il s'agit de déterminer le débit moyen journalier rejeté (Qmoyj) en fonction de la consommation moyenne d'eau potable par habitant et par jour, corrigée par le coefficient de rejet (Kr).

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

$$Q_{u.moy.j} = \frac{K_r \times D \times P_i}{24 \times 3600} \quad \text{(IV.1)}$$

Avec :

$\mathbf{Q_{u,moy,j}}$: le débit moyen journalier usé (l/s).

$\mathbf{K_r}$: coefficient de rejet (pris égale 0,8).

D : dotation journalière prise égale à 150 l/j/hab.

$\mathbf{P_i}$: le nombre de population à l'horizon de chaque surface élémentaire (hab).

Déterminer le coefficient de pointe (Kp) qui exprime les variations horaires de débit. Le coefficient de pointe est calculé par les relations :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{u,moy,j}}} \quad \text{Si } Q_{r,\,moy,\,j} \geq 2{,}8 \text{ l/s} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV.2)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{r,\,moy,\,j} < 2{,}8 \text{ l/s} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV.3)}$$

Calculer le débit de pointe (Qp) en multipliant le débit moyen par le coefficient de pointe :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{r,\,moy,\,j} \quad \text{.....(IV.4)}$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe (l/s).

Kp : coefficient de pointe.

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

Les débits usés domestiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les débits moyens journaliers et les débits usés domestiques.

Surface élémentaire	Surface (ha)	Nombre de population	Dotation(l/j/hab)	Débit journalier (l/s)	Kp	Débit de pointe (l/s)
1	7,799	4479	150	6,22	2,50	15,57
2	8,958	5150		7,15	2,43	17,42
3	4,149	2111		2,93	2,96	8,68
4	4,649	2763		3,84	2,78	10,65
5	6,015	3524		4,89	2,63	12,87
6	3,02	1931		2,68	3,00	8,04
7	13,093	8607		11,95	2,22	26,57
8	9,101	4650		6,46	2,48	16,04
9	14,81	7224		10,03	2,29	22,97
10	8,709	5603		7,78	2,40	18,65
11	3,255	1651		2,29	3,00	6,88
12	4,539	2040		2,83	2,99	8,46
13	5,51	1893		2,63	3,00	7,89

IV.2.2. Estimation des débits des équipements publics :

$$Q_{eq\ Pt} = K_P \times Q_{moy.j}^{eq} \text{.....(IV-5)}$$

Avec

$\mathbf{Q_{eq\ Pt}}$: Débit de pointe des eaux usées publics (L/s)

$\mathbf{Q_{moy.j}^{eq}}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).

Kp : coefficient de pointe qui est de l'ordre 3

Les débits usés des équipements publics sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les débits usés des équipements publics.

Surface	Équipement	Nombre	Nombre d'unité	Dotation de rejet (l/unité /j)	Q EU l/s	Q EU Pts l/s	Qtot EU Pts l/s
2	APC	1	20	50	0,012	0,035	0,078
	Douane	1	25	50	0,014	0,043	
3	Hôtel	1	80	240	0,222	0,667	0,840
	Colonie	1	50	100	0,058	0,174	
4	Hôtel	4	500	240	1,389	4,167	4,167
5	Police	1	30	50	0,017	0,052	0,417
	Mosquée	1	400	20	0,093	0,278	
	Sonatrach	1	50	50	0,029	0,087	
7	Gendarmerie	1	20	50	0,012	0,035	0,035
8	Polyclinique	1	15	20	0,003	0,010	0,392
	C.F.P.A	1	100	50	0,058	0,174	
	CEM	1	200	30	0,069	0,208	
9	Primaire	1	200	30	0,069	0,208	0,295
	Auberge	1	50	50	0,029	0,087	
10	Mosquée	1	300	20	0,069	0,208	0,208
11	Protection	1	20	50	0,012	0,035	0,042
	Pompe à essence	1	10	20	0,002	0,007	
13	Hôpital	1	60	300	0,208	0,625	0,625

(Source : S.Boualem 2014)

IV.3.Estimation de débit des eaux pluviales

Le dimensionnement d'un réseau pluvial repose sur l'estimation des précipitations les plus intenses sur une période de retour donnée, généralement 10 ans (débit décennal). Des méthodes telles que la méthode rationnelle est utilisée pour calculer les débits pluviaux afin de déterminer les diamètres des conduites, et garantir la capacité d'auto-curage du réseau dimensionné.

IV.3.1. La méthode rationnelle

La méthode rationnelle est une approche utilisée pour estimer le débit de pointe des eaux pluviales lors d'événements pluvieux intenses, le résultat est meilleur pour des surfaces plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Elle se base sur la formule qui exprime le débit de pointe comme le produit de la superficie du sous-bassin, de l'intensité de pointe de la pluie, un coefficient de ruissellement, et un coefficient réducteur de l'intensité de pluie.

Cette méthode est utilisée pour les surfaces inférieures à 150ha. Le débit pluvial est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{pluv} = \alpha \times C_r \times i \times A \quad \text{(IV.6)}$$

Avec :

Qpluv : débit d'eau de ruissellement (l/s).

α : coefficient réducteur de l'intensité de pluie.

Cr : coefficient de ruissellement.

i : intensité moyenne de précipitations (l/s/ha).

A : la surface du sous-bassin (ha).

IV.3.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité de pluie

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité.si la surface est inférieure ou égale à 10 ha on prend α est égale à 1. Sinon, on considère une surface assimilée à un rectangle de longueur

« x » et une largeur moyenne « y » drainée par un collecteur.

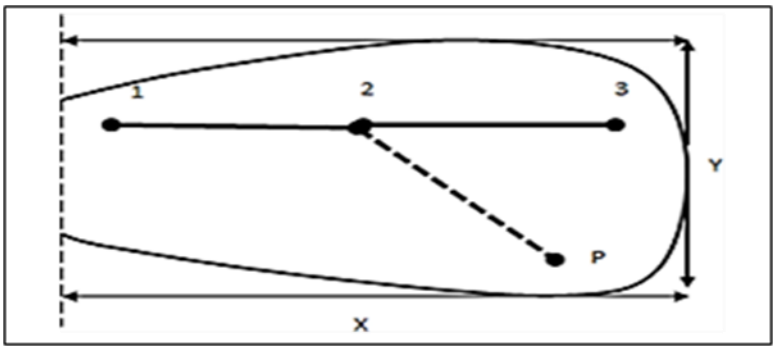


Figure IV.1 : Principe schématique de détermination du α.

Avec :

P : point se trouve en amont du collecteur (1-2)

(P-2) : la distance du point 2 située à l'amont du tronçon étudié au point P.

Le tableau suivant présente les valeurs du coefficient « α » en fonction de la distance.

Tableau IV.3 : Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.

(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

IV.3.1.2. Les hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de la méthode rationnelle sont :

- Supposer que l'écoulement est uniforme.
- Supposer des surfaces élémentaires de forme remarquable ayant la même nature du sol.
- Le débit de pointe est observé à l'exutoire si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration de la superficie.
- Supposer que le coefficient de ruissellement est constant pendant toute la durée de pluie.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale.

IV.3.1.3. Les limites de la méthode rationnelle

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la méthode rationnelle pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont :

- Coefficient de ruissellement : $0.2 \leq Cr \leq 1$.
- Surface totale : $A < 150$ ha.
- La pente : $0.2\% \leq I \leq 5\%$.

Longueur de collecteur principale : $200\ m \leq L \leq 2800\ m$.

Le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

IV.3.1.4. Critique de la méthode rationnelle

La décomposition de la surface totale en surfaces élémentaires est toujours assez grossièrement approchée.

On suppose que le coefficient de ruissellement est constant sur toute la surface pendant la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

Cette méthode ne tient pas compte de stockage de l'eau sur la surface.

IV.3.1.5. Les inconvénients de la méthode rationnelle

L'estimation du temps de concentration est souvent difficile.

Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité).

Cette méthode sous-estime les débits de pointe observés.

IV.3.1.6. Temps de concentration

C'est une caractéristique d'une surface définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné à la durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport drainée de la surface considéré. Le temps de concentration se compose :

Du temps t_1 en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de la longueur « L » avec une vitesse « v ».

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

Du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20 min.

Du temps t_3 de ruissellement dans une surface de pente I en % ne comportant pas de canalisation autrement dit du parcours superficiel de la surface de longueur Ls en mm.

$$t_3 = \frac{Ls}{11 * \sqrt{I}}$$

IV.3.2. Calcul des débits pluviaux

La méthode rationnelle est la plus adaptée à notre situation en considérant les caractéristiques de notre agglomération, telles que la surface, la pente et le coefficient de ruissellement.

Les débits pluviaux calculés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Les résultats des débits pluviaux.

SE	Air(ha)	α	C_r	i(l/s/ha)	Q pluv(l/s)
1	7,799	1	0,71	120	661,886
2	8,958	1	0,71		761,083
3	4,149	1	0,63		311,945
4	4,649	1	0,73		408,367
5	6,015	1	0,72		520,769
6	3,02	1	0,79		285,334
7	13,093	0,8	0,81		1271,995
8	9,101	1	0,63		687,247
9	14,81	0,82	0,60		1067,561
10	8,709	1	0,79		828,026
11	3,255	1	0,62		244,039
12	4,539	1	0,55		301,510
13	5,51	1	0,42		279,805

IV.4. Estimation du débit des eaux parasites

Le débit des eaux claires parasites est difficile à déterminer, en pratique, nous estimons ce débit à environ 0.15 l/s/ha.

Le tableau suivant présente les valeurs de débit des eaux parasites dans chaque surface

Tableau (IV.5) : Les débits des eaux claires parasites dans chaque sous-bassin.

SE	Air (ha)	Q parasite (l/s/ha)	Q parasite (l/s)
1	7,799	0,15	1,170
2	8,958		1,344
3	4,149		0,622
4	4,649		0,697
5	6,015		0,902
6	3,02		0,453
7	13,093		1,964
8	9,101		1,365
9	14,81		2,222
10	8,709		1,306
11	3,255		0,488
12	4,539		0,681
13	5,51		0,827

IV.5.Estimation des débits totaux

Tant que le réseau choisi est de type unitaire, il reste juste à calculer le débit total de chaque sous-bassin, qui correspond à la somme des débits pluviaux et usées. Le tableau suivant résume le débit total dans chaque surface élémentaire :

Tableau V.6 : Les débits totaux dans chaque surface :

SE	Surface (ha)	Débit usé total (l/s)	Débit pluviale (l/s)	Q parasite (l/s)	Débit total (l/s)
1	7,799	15,57	661,886	1,170	678,622
2	8,958	17,49	761,083	1,344	779,920
3	4,149	9,52	311,945	0,622	322,085
4	4,649	14,82	408,367	0,697	423,886
5	6,015	13,29	520,769	0,902	534,960
6	3,02	8,04	285,334	0,453	293,831
7	13,093	26,61	1271,995	1,964	1300,569
8	9,101	16,43	687,247	1,365	705,046
9	14,81	23,26	1067,561	2,222	1093,045
10	8,709	18,85	828,026	1,306	848,188
11	3,255	6,92	244,039	0,488	251,450
12	4,539	8,46	301,510	0,681	310,649
13	5,51	8,51	279,805	0,827	289,145

IV.6.Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons déterminé des différents débits domestiques, pluviaux et parasites pour chaque surface élémentaire. Qu'on va les utiliser pour le calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Chapitre V : Diagnostic du Réseau d'assainissement existant

Introduction

Le diagnostic d'un réseau d'assainissement constitue une étape essentielle pour évaluer l'état et le fonctionnement des canalisations destinées à l'évacuation des eaux usées et pluviales. Il permet de repérer les dysfonctionnements éventuels tels que les fuites, les obstructions ou les infiltrations, qui peuvent compromettre l'efficacité du réseau et impacter la qualité de l'environnement. À travers des inspections et des mesures ciblées, ce diagnostic fournit une vision précise du système, indispensable pour programmer des travaux de réhabilitation ou d'amélioration. Il contribue ainsi à assurer la pérennité et la performance du réseau tout en protégeant la santé publique.

Dans ce cadre, l'objectif de ce chapitre est d'évaluer l'état du réseau d'assainissement de notre agglomération, tant sur le plan physique qu'hydraulique, afin d'identifier les anomalies existantes ou potentielles susceptibles de perturber le bon fonctionnement de l'ensemble du système d'évacuation.

V.1. Phases principales d'une étude de diagnostic

a) -Recueil et exploitation des données : mise en place d'un plan d'organisation pour collecter les informations essentielles concernant la population, la surface drainée, le réseau (canalisations, ouvrages) ainsi que les facteurs de dégradation internes et externes. Ces données permettent d'identifier les signes extérieurs et les symptômes internes des dysfonctionnements.

b) -Pré-diagnostic : examen initial du réseau afin de repérer ses principales vulnérabilités, actualiser les plans existants et évaluer les impacts potentiels sur l'environnement.

c) -Reconnaissance approfondie : inspection détaillée visant à quantifier les fuites, identifier la présence d'eaux parasites, contrôler la formation éventuelle de gaz corrosifs (H_2S) et apprécier le niveau de pollution.

d) -Étude fonctionnelle des bassins versants : délimitation des zones d'étude, analyse des besoins en eau, des flux de ruissellement et localisation des secteurs présentant un risque accru d'inondation ou de pollution.

e) -Conception de la nouvelle structure : proposition de mesures de réhabilitation, d'extension et de gestion des eaux pluviales, dans le but d'améliorer la performance globale et de sécuriser le réseau.

V.2. Diagnostic de l'état physique de réseau d'assainissement existant de l'agglomération

Le réseau d'assainissement de cette zone est de type unitaire, constitué de trois sous réseaux, déversant chacun vers chaque station de relevage existante. On dénombre ainsi quarts (04) stations de relevage existantes a. u niveau de la ville de Marsat Ben M'Hidi.

La figure suivante présente la vue en plan sur le réseau d'assainissement existant de la ville de Marsa Ben M'hidi

V.3.1. Etat des collecteurs du système d'assainissement

Le linéaire total du réseau d'assainissement de la ville, relevé lors des inspections détaillées sur le terrain. Les diamètres des canalisations varient entre Ø300 mm et Ø1000 mm.

Les collecteurs sont constitués de différents types de matériaux, comme le montre le tableau et le graphique suivants :

Tableau V.1 : Statistique du réseau par rapport aux matériaux des collecteurs.

Type de conduite	Matériaux	Longueur (m)
Gravitaire	Béton armé	3327,3
	PVC	2099,93
Refoulement	PEHD	600,82
	Total	6028,05

Source (EHE 2024)

Du point de vue dimension, les collecteurs sont constitués de différents diamètres, comme le montre le tableau et le graphique suivants :

Tableau V. 2 : Statistique du réseau par rapport aux diamètres des collecteurs.

Diamètre mm	Longueur m
<400	3327,3
>500	2099,93
1000	600,82
Total	6028,05

Source (EHE 2024)

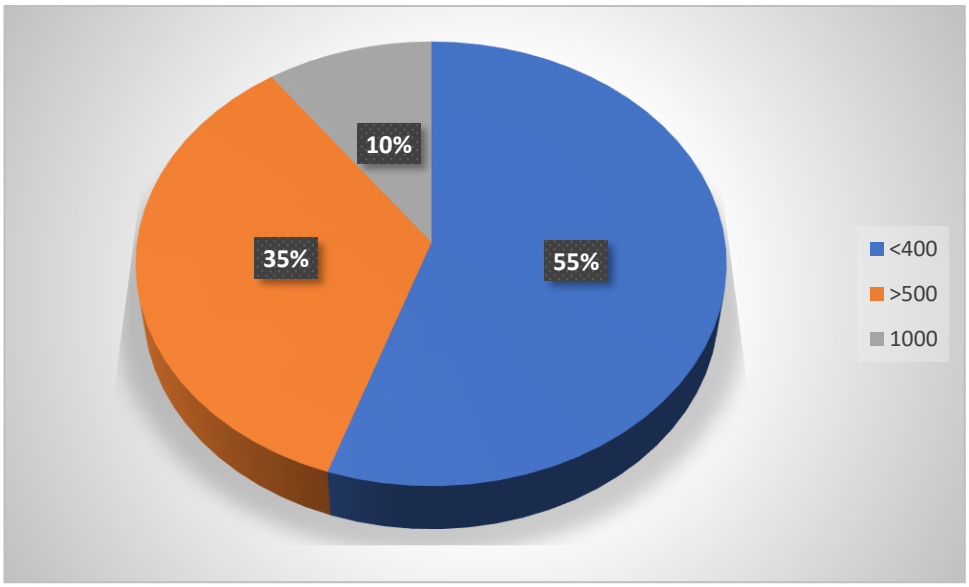


Figure V.1 : Graphe circulaire représenter les diamètres des collecteurs.

L'état actuel du réseau d'assainissement présent plusieurs anomalies. Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus :

Tableau V.3 : résume des anomalies rencontrées de quelques tronçons

Tronçon		Anomalies
381-332	181-182	Saturation au niveau des collecteurs. Dégradation de surface
769-770	182-183	
770-771	193-194	
771-772	194-195	
772-773	114-115	
213-214	12-13	
409-410	13-14	
54-61	93-94	Courbure du collecteurs
86-87	94-95	
87-88	95-96	
88-89	82-83	
90-91	83-84	
122-121	92-93	Débordement en période de pluie.
122-123	218-219	
123-124	8-9	
124-125	18-19	
125-126	21-22	
185-186	73-74	
190-191	74-75	

Source (EHE 2024)

V.3.2. Etat des regards :

Le réseau d'assainissement comprend au total 331 regards, dont 212 ont été accessible et 12 sous bitume. Le tableau suivant résume les états des regards visités du réseau d'assainissement.

Tableau V.4 : Résumé des états des regards visités du réseau d'assainissement.

Identification	Nombre de regards	Pourcentage
Dégradation béton+H2S	30	14%
Dégradation béton+ Fissure	11	5%
Dépôt	90	42%
Obstacle	31	15%
Tampon manque	17	8%
Tampon casse	5	2%
Regards en bon états	28	13%
Total	212	100%



Figure V.2: vue sur le regard N°67(Octobre 2024) (mise en charge, dépôt, dégradation des murs intérieurs)

Source (EHE 2024)

L'analyse hydraulique du réseau a révélé que certains collecteurs ne répondent plus aux exigences de débit, en raison d'un sous-dimensionnement structurel. Cette insuffisance justifie la nécessité d'une reprise du dimensionnement et d'une adaptation des diamètres afin d'assurer la conformité hydraulique du réseau.

V.3.3. Etat du déversoir d'orage

Pour ce réseau d'assainissement nous remarquons l'absence totale des déversoirs d'orage.

V.3.4. Etat des rejets

Il existe deux points de rejet dans cette zone : le premier s'agit des eaux refoulées à partir des stations de relevage et un autre rejet direct dans Oued Kiss en amont de notre agglomération.

On remarque la présence de 4 stations de relevage :

- Station de relevage « SR 01 Port » : en service, Situé au niveau du port de Marsat Ben M'hidi
- Station de relevage « SR 02 » : en service, Situé au centre de l'ACL, près de l'école primaire.
- Station de relevage « SR 03 » : en service, Situé au centre de l'ACL, près du marché
- Station de relevage « SR 04 » : en service,

Les effluents collectés par les stations de relevage SR01 et SR02 sont refoulés successivement vers la station SR03, puis acheminés vers la station SR04, laquelle assure leur rejet final dans l'oued Kiss. (Voir planche 01)



Figure V.4 : Photos de la SR01 Port

Source (EHE 2024)

V.3. Constat

Le diagnostic de l'état physique du réseau d'assainissement de notre zone, nous permet de faire les constats suivants :

- Dégradation de la plupart des conduites
- Présence de dépôts grossiers dans les regards.
- Courbure du collecteur.
- Débordement des collecteurs en temps de pluies.
- Regards sous bitume.

Le détail de diagnostic se trouve en **(annexe1)**

V.4. Recommandations

- L'ajout de déversoir d'orage
- Projection d'un nouveau collecteur d'assainissement.
- Rénovation des regards cassés et fourniture des tampons pour les regards
- Minimiser les stations de relevage et mettre un point de collecte ;

- Ajouter un bassin de rétention des eaux pluviales

V.5. Conclusion

Le diagnostic du réseau d'assainissement existant a mis en évidence de nombreuses défaillances, principalement liées à l'absence d'entretien régulier et à une gestion inefficace. L'état de dégradation avancée des ouvrages et des canalisations témoigne de l'obsolescence du système.

Dans ces conditions, il apparaît plus pertinent de concevoir un nouveau réseau d'assainissement**,** adapté aux besoins actuels et aux perspectives d'extension urbaine, tout en respectant les exigences réglementaires et les bonnes pratiques d'ingénierie.

Cette démarche sera appuyée par un calcul hydraulique visant à redimensionner le réseau et à vérifier sa capacité à évacuer les nouveaux débits.

Chapitre VI : calcul hydraulique.

Introduction :

Après avoir déterminé la quantité totale d'eaux usées à évacuer, ce chapitre est consacré au dimensionnement des ouvrages d'assainissement, en tenant compte des normes d'écoulement en vigueur. Ces réseaux doivent satisfaire plusieurs critères essentiels :

- Évacuation rapide des matières fécales : garantir une évacuation immédiate des déchets hors des habitations afin de préserver l'hygiène.
- Transport sécurisé des eaux usées : maintenir des conditions sanitaires adéquates tout au long du parcours dans le réseau.
- Évacuation des eaux pluviales : dans le cas d'un système unitaire, assurer le respect des conditions d'auto-curage pour éviter les dépôts et colmatages.

Pour répondre à ces exigences, les collecteurs et regards doivent être conçus conformément aux normes d'écoulement. Lors de leur implantation, il est indispensable de considérer :

- La résistance mécanique des conduites afin de supporter les charges extérieures (trafic routier, surcharge de sol, etc.) ;
- Le choix judicieux du tracé des collecteurs, permettant de limiter les pertes de charge, de faciliter la circulation gravitaire et d'optimiser les coûts d'exécution.

VI.1. Conception du réseau :

1) **Les collecteurs** :

Doivent être capables de transporter en permanence l'ensemble des débits provenant des conduites qu'ils reçoivent. Ils sont caractérisés par :

- Leurs emplacements,
- Leurs profondeurs,
- Leurs dimensions (diamètres intérieur et extérieur, etc.),
- Leurs pentes,
- Le type de joints et la méthode de réalisation.

2) **Les regards** :

Qu'ils soient de visite, de jonction ou d'un autre type, sont définis par :

- Leurs emplacements,

- Leurs profondeurs,
- Leurs côtes.

VI.2. Conditions d'écoulement et dimensions :

L'écoulement dans un réseau d'assainissement doit être gravitaire autant que possible, ce qui le rend dépendant de la topographie naturelle du terrain. De plus, la vitesse d'écoulement doit être suffisante pour assurer l'auto-curage, tout en préservant l'intégrité des conduites.

Dans le cas où les eaux pluviales et les eaux usées sont évacuées par une même conduite, il est essentiel de respecter les conditions nécessaires à l'auto-curage. Il convient donc de garantir une vitesse minimale de 0,6 m/s pour un dixième du débit en charge totale,

Si ces vitesses ne sont pas atteintes, des dispositifs tels que des chasses automatiques ou des curages réguliers doivent être prévus.

À l'inverse, pour éviter la détérioration des joints et du revêtement intérieur des canalisations circulaires, des limites doivent être fixées aux pentes admissibles afin de ne pas dépasser des vitesses excessives.

VI.3. Mode de calcul :

Avant d'effectuer le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement fonctionnant par gravité, les hypothèses suivantes sont prises en compte :

- L'écoulement est supposé uniforme à surface libre, avec un gradient hydraulique équivalent à la pente du radier.
- La perte de charge correspond à une énergie potentielle égale à la différence d'altitude entre la ligne d'eau en amont et en aval.

Bien que les conduites d'égouts soient dimensionnées pour un débit en charge totale Q_{ps} elles fonctionnent en réalité, la plupart du temps, avec des débits inférieurs à cette capacité.

L'écoulement dans les collecteurs se fait à surface libre, et le débit est déterminé à partir de la formule de continuité :

$$Q = V \times S_m \quad \text{..... (VI-1)}$$

Avec :

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

S_m : section mouillée (m²).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

Pour dimensionner notre réseau, nous utilisons une formule permettant de déterminer la vitesse moyenne d'écoulement.

Les ouvrages sont conçus à partir d'une formule dérivée de celle de CHEZY, où la vitesse d'écoulement est donnée par l'expression suivante :

$$V = C \times \sqrt{R_h \times I} \text{ .....(VI-2)}$$

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).

$\boldsymbol{R_h}$: rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \text{.....(VI-3)}$$

Où :

$\boldsymbol{S_m}$: la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2).

$\boldsymbol{P_m}$: le périmètre mouillé (m).

Formule de MANNING-STRICKLER

- Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{\frac{1}{6}} \text{.....(VI-4)}$$

Avec :

K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état

Pour notre réseau d'assainissement, nous retenons une valeur de Ks = 75. Ce choix s'explique par la prédominance de conduites en béton armé avec de nombreux branchements, ainsi que par l'état de dégradation observable du réseau en raison de son ancienneté et du manque d'entretien au cours des années précédentes.

- La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \text{.....(VI-5)}$$

- Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \text{.....(VI-6)}$$

Procédé de calcul

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

$$D_{cal} = \left[\frac{3{,}2 \times Q}{K \times \sqrt{I}}\right]^{3/8} \text{.....(VI-7)}$$

Avec :

D_{cal} : Diamètre calculé (m).

Q : Débit (m3/s).

I : La pente (m/m).

3) Fixer le diamètre normalisé de la conduite″ Dn″
4) La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation.

$$R_h = D_n/4$$

$$V_{PS} = V = K \times \left(\frac{D_n}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \text{.....(VI-8)}$$

5) Le débit à pleine section :

$$Q_{PS} = V_{PS} \times \frac{\pi \times D_n^2}{4} \text{.....(VI-9)}$$

Avec :

Q_{ps} : Débit pleine section (m3 /s).

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

D_n : Diamètre nominale (m).

6) Le rapport des débits :

$$r_q = \frac{Q}{Q_{PS}} \text{.....(VI-10)}$$

7) Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_V \times V_{PS} \text{.....(VI-11)}$$

Avec :

r_v : rapport des vitesses

8) La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_n \text{.....(VI-12)}$$

Avec :

r_H : rapport des hauteurs

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par **l'annexe [4]** nous avons établi la relation entre r_Q et r_v, ainsi entre $r_Q$et r_H.

Les relations sont les suivantes :

$$r_V = -25{,}63r_Q^6 + 93{,}647r_Q^5 - 134{,}25r_Q^4 + 95{,}24r_Q^3 - 35{,}151r_Q^2 + 7{,}0395r_Q + 0{,}2263$$

$$r_H = -11{,}423r_Q^6 + 40{,}641r_Q^5 - 55{,}497r_Q^4 + 37{,}115r_Q^3 - 12{,}867r_Q^2 + 2{,}8373r_Q + 0{,}0359$$

L'ensemble des tableaux de dimensionnement est regroupé en **annexe [3]**

Selon la DRE (Direction DES Ressources En Eau) de la Wilaya de Tlemcen, Une est bien prévue en amont de l'agglomération pour traiter d'environ 98000 m^3/j des eaux usées avec une cote de terrain naturel de 52,28m et une cote de radier de 49,5m et à une distance de notre point d'exutoire de 3272,1m. La figure ci-dessous présente la situation de la STEP par rapport à notre zone d'étude.



Figure VI.1 : situation de la STEP

Source (Google earth)

Dans notre cas d'étude, on propose de faire un refoulement de notre point d'exutoire à cette STEP pour éviter la pollution de l'environnement.

VI.4. Dimensionnement de la station de pompage :

Dimensionnement station de pompage

Le débit total : Q = 190 l/s

Estimons une valeur de diamètre, pour la conduite de refoulement de 500mm.

- Choix de la pompe

Il faut tout d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations. Connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer la hauteur manométrique totale

(HMT)

La hauteur géométrique :

$$Hg=C_{fdp}-C_{rbache}\text{.....(VI-19)}$$

Avec :

C_{tR5} : Cote terrain de regard aval ;

C_{fd} : Cote fil d'eau amant de collecteur principale ;

C_{rbache} : Cote radier de la bache de l'effluent ;

La hauteur d'élévation :

$$HMT= Hg + \Delta H\text{.....(VI-20)}$$

Avec :

HMT : hauteur d'élévation

H_g : hauteur géométrique

ΔH : Les pertes de charges totales

- $\Delta H= \Delta H_{lin} + \Delta H_{sin}$

  $\Delta H_{sin} = 10\% \Delta H_{lin}$.....(VI-21)

- $\Delta H = 1.01 \Delta H_{lin}$

  $\Delta H_{lin}=(8.\lambda.L.Q^2)/(\pi^2.gD\text{^}5)$ .....(VI-22)

Avec :

L : longueur de refoulement (m).

Q : débit d'eau usée à élever.

λ : coefficient de frottement λ = frottement $\lambda = (1.14 - 0.86.\ln(\varepsilon/D))^{-2}$

ε = 0.001 pour PEHD PN10

D : diamètre de la conduite.

Tableau VI.1 : les résultats de calcul de la station de pompage

Paramètre	Résultat
C_{tR5}	49,5m
C_{rbache}	-1,53m
H_g	51,03
Q	0,19 m^3/s
Diamètre	500
L	3272,1
λ	0.0091
ΔH	3,434
HMT	54,5

En utilisant le logiciel KSB on saisit les valeurs de la hauteur géométrique, de la hauteur d'élévation et du débit. Cela nous permet d'obtenir les caractéristiques de la pompe pour chaque variante du nombre de pompe qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : les caractéristiques et le nombre de pompe choisi selon le logiciel KSB.

N_p	Q (l/s)	H_p (m)	μ (%)	P_{abs} (kw)	N (tr/min)	Type de pompe
1	190	140	70.1	23.2	1492	KCD250P 11062ND-E
2	95	80	70.4	12.8	1492	KCD350R 22082RP-E
3	67	62	74.1	6.44	1492	KCMFL 09022NC-E

Dans notre cas, on a choisi **01 pompes principales et 01 pompe identique de secours de type**

« KCD250P 11062ND-E» avec **un type d'installation immergée** pour notre station de relevage.

Dimensionnement du collecteur de refoulement

Pour ce faire, nous procédons par une étude technico-économique.

Calcul des frais d'exploitation :

Nous avons : $F_{exp} = E_a .e$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh) donnée par :

$$E_a = P_{abs}\ 24.\ 365 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VI\text{-}23)$$

Avec :

n : nombre de pompes en fonctionnement. n = 1

P_{abs} : puissance absorbée par l'installation de pompage

η_{sp} : Rendement de la station de pompage

$$\eta sp = \mu acc \times \mu re \times \mu moteur \times \mu pompe \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VI\text{-}26)$$

Avec :

μacc: Rendement d'accouplement. (μacc =100%)

μre : Rendement de réseau électrique. (μre=98%)

$\mu moteur$: Rendement de moteur (μm=98 %)

μp: Rendement de la pompe. (μp =70.1%)

Pour le prix (e) d'un kWh est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : le prix unitaire du kWh. [EHE].

Intervalle de temps	**Prix unitaire (kWh)**
06 – 17 h	1.34 DA
17 – 21 h	6.06 DA
21 – 06 h	0.74 DA

Et puisque notre station va fonctionner 24/24 h on prend la moyenne, et alors : e = (11x1.34 + 4x6.06 + 9 x 0.74) / 24 = 1.90 [DA/kWh].

Les résultats du calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : frais d'exploitation

D (mm)	λ	HMT(m)	Pabs(kw)	Ea (kwh)	Fexp (DA)
160	0,0114	2251,6	8717,32	76363761,4	398618834
180	0,0112	1247,2	4828,48	42297467,7	220792781
200	0,0110	744,4	2882,17	25247841,1	131793730
225	0,0107	428,0	1657,17	14516835,6	75777882
250	0,0105	268,6	1039,96	9110069,4	47554562
280	0,0103	172,2	666,61	5839529,5	30482343,9
315	0,0101	117,0	452,81	3966650,0	20705913,1
355	0,0099	86,6	335,22	2936563,9	15328863,7
400	0,0097	70,2	271,67	2379864,2	12422891,4
450	0,0095	61,4	237,82	2083275,4	10874697,5
500	0,0094	57,1	220,94	1935469,2	10103149,3
560	0,0092	54,4	210,54	1844366,7	9627593,92
630	0,0090	52,9	204,63	1792538,7	9357051,83

✓ Frais d'investissement

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investit au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 30 ans.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad A = 0.107 \qquad \textbf{(V.19)}$$

Avec :

i : taux d'annuité (8 à12 % en Algérie) en fonction du type d'investissement ; n : nombre d'année d'amortissement n = 30 ans ;

Les résultats de calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.5 : les frais d'investissement

Diamètre D (mm)	L (m)	Prix (DA/ml)	Prix total (kw)	A	F_{am} (DA)	F_{inv} (DA)
160	135,744	3630	11877723	0.107	1270916,36	13148639,4
180		4600	15051660		1610527,62	16662187,6
200		5610	18356481		1964143,47	20320624,5
225		7030	23002863		2461306,34	25464169,3
250		8550	27976455		2993480,69	30969935,7
280		10660	34880586		3732222,7	38612808,7
315		13410	43878861		4695038,13	48573899,1
355		16975	55543897,5		5943197,03	61487094,5
400		21365	69908416,5		7480200,57	77388617,1
450		26980	88281258		9446094,61	97727352,6
500		33270	108862767		11648316,1	120511083
560		41585	136070279		14559519,8	150629798
630		52640	172243344		18430037,8	190673382

✓ Le coût total

Le coût total est calculé par la formule suivante : $C_t = F_{exp} + F_{inv}$

TableauVI.6 : Coût total

Diamètre D (mm)	Fexp (DA)	F_{inv} (DA)	Ct (DA)
160	398618834	13148639,4	411767474
180	220792781	16662187,6	237454969
200	131793730	20320624,5	152114355
225	75777882	25464169,3	101242051
250	47554562	30969935,7	78524497,7
280	30482343,9	38612808,7	69095152,6
315	20705913,1	48573899,1	69279812,3

TableauVI.6 : Coût total (suite)

Diamètre D (mm)	**Fexp (DA)**	**F_{inv} (DA)**	**Ct (DA)**
355	15328863,7	61487094,5	76815958,2
400	12422891,4	77388617,1	89811508,4
560	9627593,92	150629798	160257392
630	9357051,83	190673382	200030434

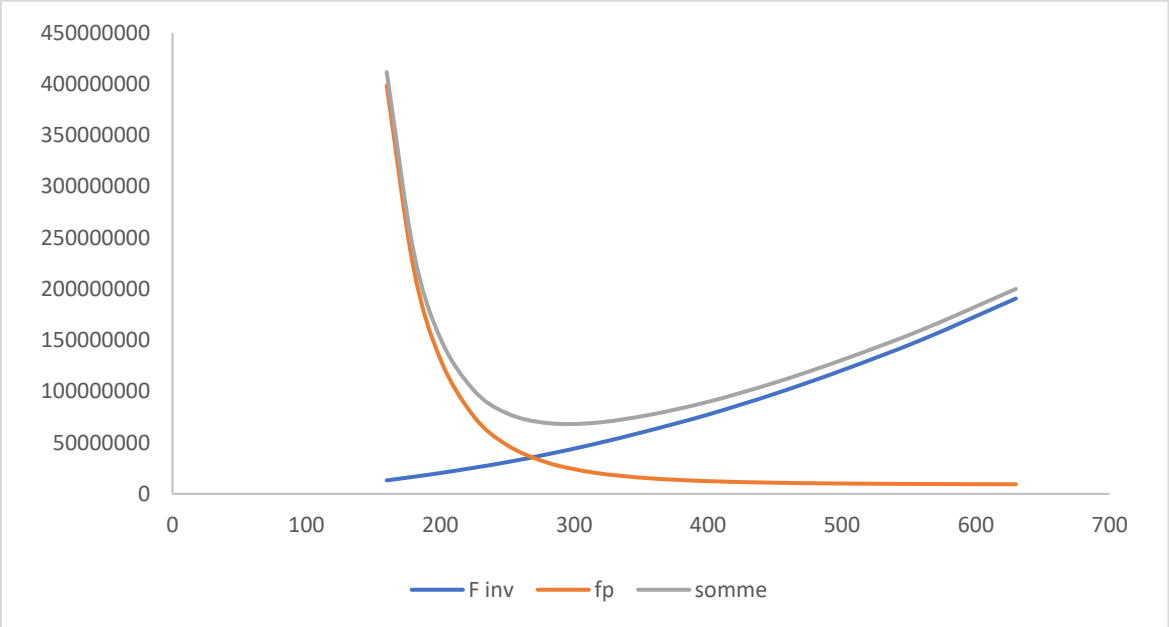


Figure VI.1 : graphique du choix du diamètre économique

D'après les résultats de cette étude technico-économique, on constate que le bilan d'exploitation et d'investissement est minimal pour le diamètre (D = 400mm).

Donc la vitesse de refoulement vr=$\frac{4Q}{\pi D^2}$= 1,9 m/s

✓ Dimensionnement de la bâche de stockage l'efluent

Sachant que le débit arrivant à la station est un débit d'eaux usées Q = 0,19 m3/s. pour notre station la bâche a deux fonctions la première est d'un relais et la seconde du lieu d'installation des pompes.

- **Dimensions de la bâche**

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit des eaux usées arrivant en un temps déterminé.

Avec : $$v = \frac{Q.\frac{1}{n}}{4.(N-1)}.....$$

n : Nombre max de démarrage par heure (fiche technique)

N : Nombre de pompe identiques (N=2)

En majorant le volume utile de la bache de 30%, nous obtenons un volume total de $V_{bacheut}$=24 m^3

VI.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les aspects hydrauliques, en mettant l'accent sur le dimensionnement des réseaux d'évacuation des eaux usées et pluviales, dans le cadre d'un système séparatif.

L'étude a permis de dimensionner l'ensemble des collecteurs et de déterminer leurs principaux paramètres hydrauliques. Les résultats montrent que :

- Les diamètres des conduites en béton varient entre 300 mm et 1200 mm, selon les débits à évacuer et la configuration du terrain ;
- Les vitesses obtenues respectent les conditions d'auto-curage, garantissant un écoulement correct et limitant les dépôts dans le réseau ;

Ainsi, la solution retenue constitue une réponse techniquement fiable et efficace, permettant d'assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales tout en protégeant à la fois la santé publique et l'environnement.

Chapitre VI : Les éléments constitutifs du réseau.

Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons les différents éléments constituant le système d'assainissement de notre zone d'étude. Le réseau d'égouts comprend deux catégories d'ouvrages : principaux et annexes.

VII.1. Les ouvrages principaux

Canalisations

Les canalisations, fabriquées en usine, peuvent présenter différentes formes (cylindriques, ovoïdes, etc.).

Types de conduites

Conduites en béton non armé : obtenues par fabrication mécanique garantissant une forte densité. Leur usage est déconseillé pour les réseaux nécessitant un accès d'entretien.



Figure VII-1 : conduites en béton non armé**.**

Source : alberdibeton.fr

Conduites en béton armé : renforcées par des génératrices longitudinales et des spires hélicoïdales continues, elles offrent une grande résistance mécanique et une stabilité accrue.

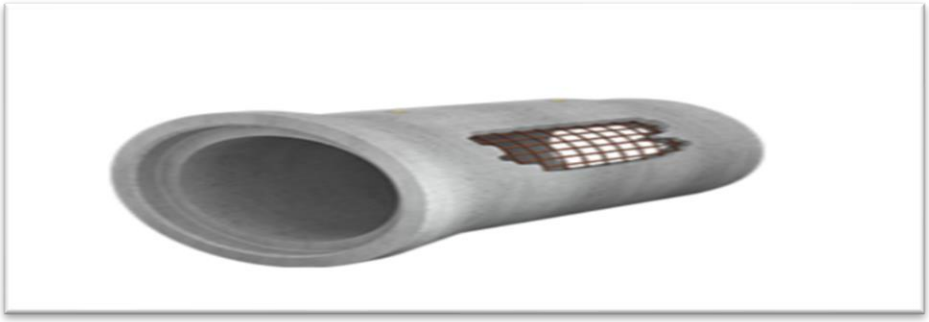


Figure VII-2 : conduites en béton armé**.**

Source : fabemi.fr

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

Joint de type Rocla

Ce joint offre une excellente étanchéité, tant pour les eaux transportées que pour les infiltrations extérieures. Il convient à tous les diamètres de conduites.

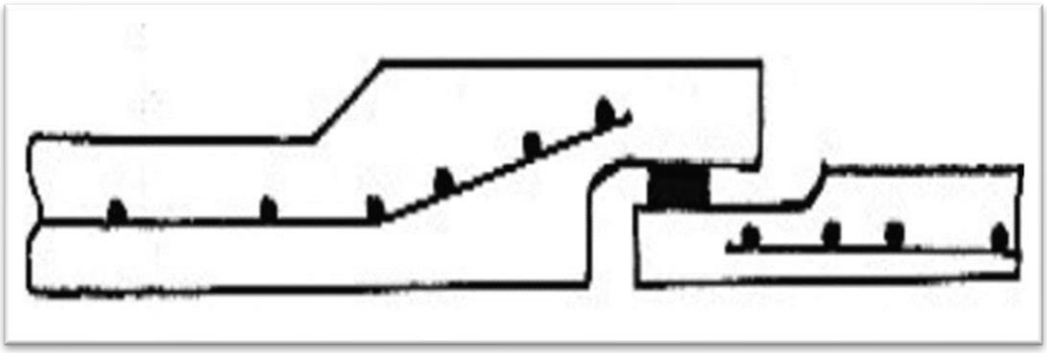


Figure VII-3 : Joint type Rocla.

Joint torique

Idéal pour les terrains à faible pente, il assure une bonne étanchéité à condition que la pression reste modérée. Il est utilisé pour des diamètres compris entre 700 et 900 mm.

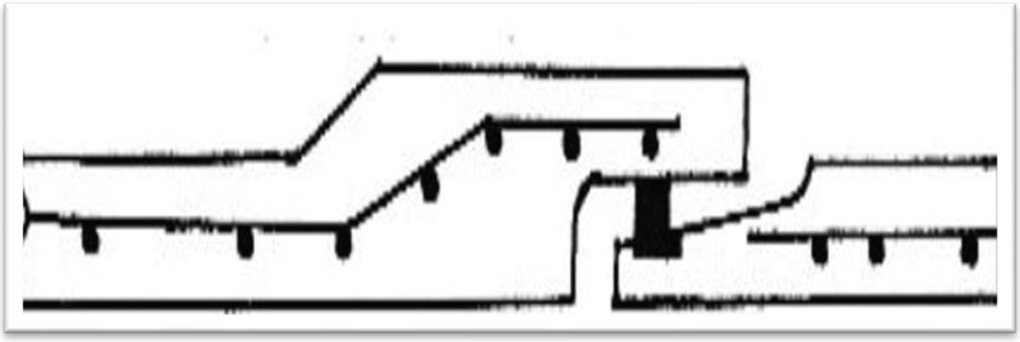


Figure VII-4 : Joint torique.

Joint à demi-emboîtement

Inadapté aux terrains en forte pente, ce joint ne supporte pas des pressions supérieures à 1 bar. Sa longueur utile est de 1 mètre.

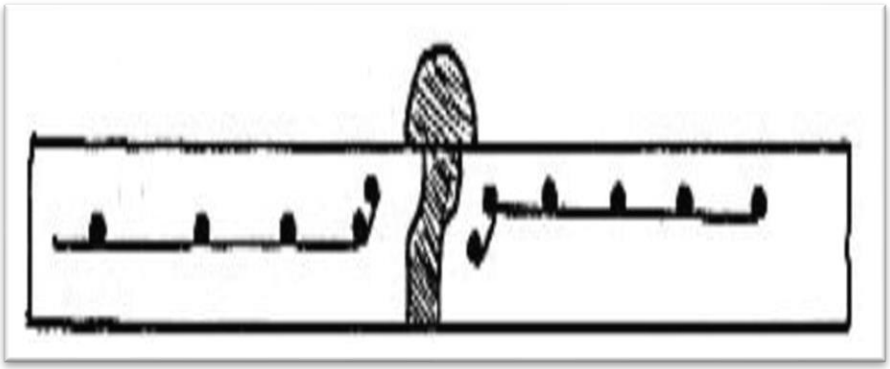


Figure VII-5 : Joint à demi-emboîtement

Joint à collet

Ce joint rigide, assemblé par emboîtement et collage au ciment, ne doit être utilisé que dans des sols stables. Il est déconseillé dans les terrains argileux.

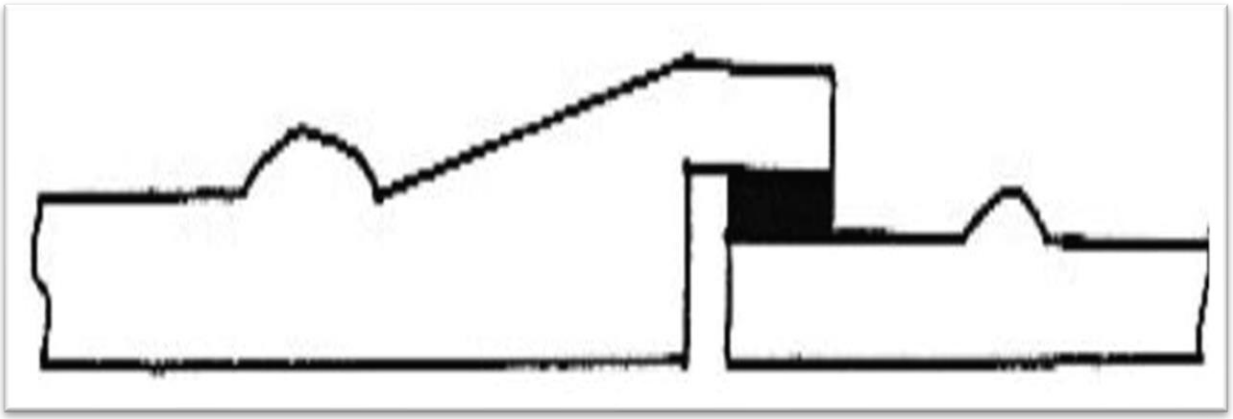


Figure VII-6 : Joint à collet.

Joint plastique

Ce joint assure une étanchéité efficace même sous pression. Le bitume en cordon et la bague ou le manchon en plastique renforcent sa performance. Il est compatible avec la majorité des types de sols, à condition que sa mise en œuvre soit correctement réalisée.

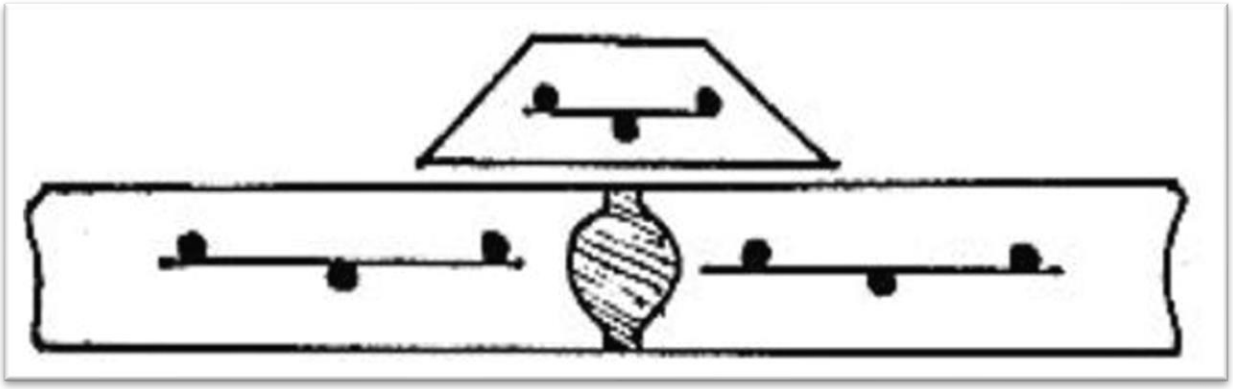


Figure VII-7 : Joint plastique.

Conduites en amiante-ciment : fabriquées à partir d'un mélange de ciment Portland, fibres d'amiante et eau, elles présentent une bonne durabilité mais posent aujourd'hui des contraintes sanitaires et environnementales.

Conduites en grès artificiel : produites à partir d'argile et sable cuits à haute température (1200–1300 °C), elles se caractérisent par leur imperméabilité et leur résistance chimique, sauf face à l'acide fluorhydrique.

Conduites en PVC rigide (non plastifié) : légères et faciles à poser, elles sont toutefois sensibles aux chocs et nécessitent une attention particulière pour compenser la dilatation.



Figure VII-8 : conduites en PVC

Choix retenu

Le choix du type de canalisation dépend de plusieurs critères : la composition des eaux usées, les contraintes liées au remblayage, la nature du sol, la pente du terrain et le diamètre requis. Dans notre projet, nous avons retenu **des conduites circulaires en béton armé**, adaptées aux conditions locales et aux besoins de l'agglomération.

VII.2. Les ouvrages annexes

Ces ouvrages assurent la réception des effluents, l'adaptation du réseau aux contraintes techniques et l'optimisation des coûts.

VII.2.1. Ouvrages normaux

Ils sont implantés en amont ou le long des canalisations et regroupent :

Les ouvrages normaux sont des éléments courants et essentiels, situés en amont ou le long des réseaux. Ils remplissent principalement les fonctions de collecte des effluents et d'accès au réseau.

Les branchements

Il s'agit de conduites de diamètre inférieur à celui de la canalisation publique (environ 70 % de ce diamètre), qui relient les réseaux verticaux d'eaux usées et pluviales des immeubles au réseau principal.

Elles ont pour fonction de collecter les eaux usées et pluviales provenant des bâtiments. Un branchement se compose de trois éléments principaux :

- Un regard de façade, situé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade du bâtiment raccordé, afin de permettre un accès aisé aux agents chargés de l'exploitation et du contrôle.
- Des canalisations de branchement, idéalement raccordées en biais à un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe principal du réseau public.
- Des dispositifs de raccordement, dont les caractéristiques dépendent de la nature et des dimensions du réseau public.

Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrage est conçu pour la collecte des eaux pluviales. On distingue deux grandes catégories :

Ouvrages de collecte et de transport

- **Les fossés**

Les fossés ont pour fonction de recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils nécessitent un entretien régulier.

- **Les caniveaux**

Les caniveaux servent à capter les eaux pluviales s'écoulant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, puis à les acheminer vers les bouches d'égout.

Placés en bordure de trottoir, ils recueillent les eaux de ruissellement ainsi que celles des gouttières via des gargouilles. Ils assurent l'écoulement en surface des eaux jusqu'aux avaloirs et bouches d'égout.

Ils sont également utilisés aux ruptures de pente sur les surfaces revêtues (ex. : parkings). Selon les besoins, ils peuvent être réalisés sous forme de caniveaux longitudinaux équipés de grilles ou de fentes de type Saujon, solution plus économique et bien adaptée aux voies urbaines rapides, où les grilles sont plus exposées aux dégradations.

Ouvrages de collecte proprement dits en tête et sur le tracé du réseau principal (Les bouches d'égout)

Les bouches d'égout sont destinées à la collecte des eaux de surface, qu'il s'agisse d'eaux pluviales ou d'eaux de lavage des chaussées. Également appelées regards de chaussée, elles remplissent avant tout une fonction pratique et sécuritaire, en limitant et absorbant ces eaux.

On les installe généralement aux points bas des caniveaux, soit en bordure de trottoir (absorption par le bas), soit sur la chaussée (absorption par le haut).

Les bouches d'égout se déclinent en cinq types, selon leur mode de collecte :

- **Bouche d'égout avec grille et couronnement métallique :**

Elle permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit par un siphon, soit par débordement au-dessus du seuil du puisard de décantation.

Bouche d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :

Un entonnoir, prolongé par une jupe, permet l'évacuation de l'eau ; la base de cette jupe doit plonger d'au moins 0,05 m sous le niveau d'eau du puisard.

Bouche d'égout avec bavette et couronnement en pierre ou en béton :

Variante des deux précédents types, avec une structure entièrement en pierre ou en béton.

Bouche d'égout à avaloir métallique avec grille et couronnement combinés :

Fonctionne de manière similaire, avec la particularité que la partie supérieure métallique s'emboîte directement sur le sommet de la cheminée.

Bouche d'égout à grille seule :

Ce type se compose uniquement d'une grille, fixée directement sur la partie supérieure de la cheminée.

Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

Les regards sont des points d'accès permettant au personnel d'entretien d'intervenir pour la surveillance et la maintenance du réseau. Leur conception varie selon l'encombrement, la pente du terrain et le type de système d'évacuation.

Ils assurent la ventilation, le débourbage, le nettoyage des installations, la jonction de conduites de diamètres différents, ainsi que l'accès au personnel pour les opérations de curage, notamment dans les ouvrages visitables.

Types de regards :

Regard simple : pour raccorder des collecteurs de même ou de différents diamètres.
Regard latéral : utilisé en cas d'encombrement du réseau ou pour des collecteurs de grand diamètre.
Regard double : adapté aux systèmes séparatifs.
Regard de chute : placé sur des pentes importantes.

Espacement entre deux regards selon le terrain :

- 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 variation de diamètre.

VII.2.2. Ouvrages spéciaux

VII.2.2.1. Les déversoirs d'orage

Ces ouvrages servent à évacuer les excédents d'eaux pluviales lors des fortes précipitations, afin d'éviter la surcharge du réseau et de protéger la station d'épuration.

a) Emplacement

Le choix de l'implantation dépend de l'analyse des régimes d'écoulement, de la topographie, de la capacité du milieu récepteur et de la station d'épuration.

b) Types

- Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée : provoque un ressaut hydraulique en amont.

- Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre : permet un écoulement constant et régulier.

- Déversoir à ouverture de fond : évacue les eaux excédentaires par une ouverture aménagée dans le radier.

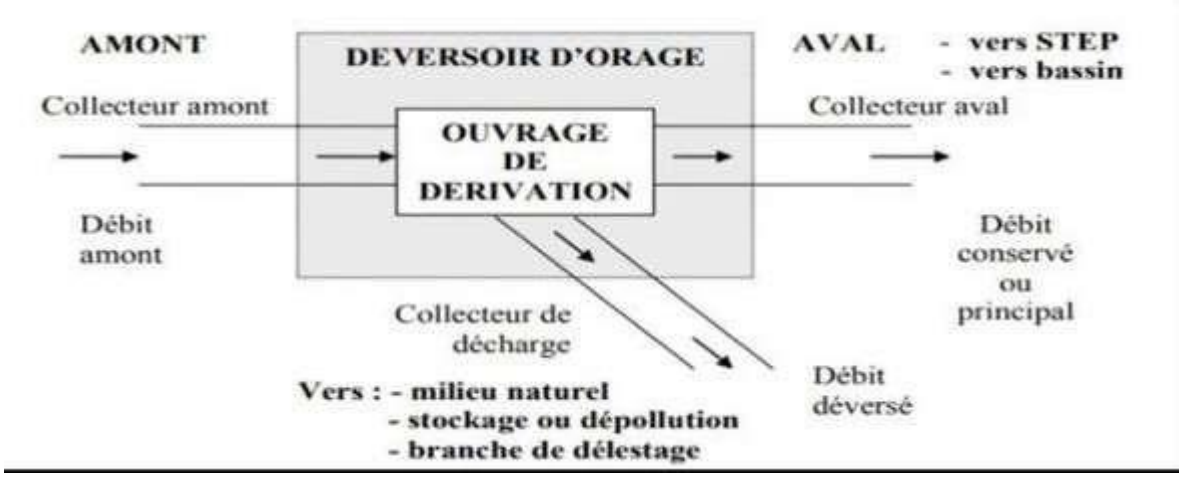


Figure VII.9: Schéma de fonctionnement d'un DVO.

c) Choix retenu

Dans notre projet, on a opté pour deux déversoirs d'orage, le premier est de type latéral a la sortie de premier collecteur principale et le deuxième est de type frontal a l'aval de notre agglomération

Dimensionnement du déversoir

Pour le calcul on doit adopter :

Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme de débit pluvial (Q_P) et des débits en temps sec (Q_{US}) : [1]

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \quad \text{(VII-01)}$$

Pour le déversoir conduisant à la STEP prévu un débit de pointe dilué

$$Q_{ST} = D.Q_{US} \quad \text{(VII-02)}$$

Avec : D :la dilution (varie entre 1 et 3)

Le débit rejeté

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \quad \text{(VII-03)}$$

- ✓ On détermine la valeur de la lame déversée (Hr)
- ✓ On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Calcul du coefficient de retardement

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage. Il est donné par :

$$Z = 1 - (t_c * 0{,}01) \quad \text{(VII-04)}$$

t_c: temps de concentration (voir chapitre IV).

Calcul du débit total corrigé

$Q_{tcor} = Z * Q_t$ (VII-04)

Calcul de la hauteur de la lame déversante :

- RQt=Qt/Qps on trouve Rh=ht/D implique ht=Rh*D
- RQU=QU/Qps on trouve Rh=hSTEP/D implique hSTEP=Rh*D

Déduction de la largeur du seuil

On applique la formule de BAZIN :

$$Qdév = \mu * L * (Hdév)^{3/2}\sqrt{2g} \text{.....(VII-05)}$$

Avec :

μ : coefficient de contraction de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement (μ=0,4) ;

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

g : accélération La pesanteur : g = 9,81 m/s2 ;

Hdév : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir ;

$$L = \frac{Q}{\mu.\sqrt{2g}.h_{dev}^{1,5}} \text{.....(VII-06)}$$

Les résultats de calcul de dimensionnement des déversoirs est résume dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Détermination du temps de concentration t_1 pour DVO.01 :

DVO01									
tronçon	Vitesse m/s	Longueur m	T min	t cumule min	tronçon	Vitesse m/s	Longueur m	T min	t cumule min
1-2	3,05	40	0,22	0,22	32-33	6,92	26	0,06	3,30
2-3	3,76	40	0,18	0,40	33-35	6,97	23	0,06	3,36
3-4	3,89	40	0,17	0,57	35-36	7,41	32	0,07	3,43
4-5	4,56	50	0,18	0,75	36-37	7,75	31	0,07	3,50
5-6	3,94	32	0,14	0,89	37-38	4,63	52	0,19	3,68
6-7	5,09	49	0,16	1,05	38-39	5,82	26	0,07	3,76
7-8	5,04	32	0,10	1,16	39-40	5,62	34	0,10	3,86
8-9	5,37	36	0,11	1,27	40-41	4,83	60	0,21	4,07
9-10	5,14	35	0,11	1,38	41-42	6,34	35	0,09	4,16
10-11	5,47	48	0,15	1,53	42-43	5,43	50	0,15	4,31
11-12	5,72	34	0,10	1,63	43-44	5,10	22	0,07	4,38
12-13	5,90	26	0,07	1,70	44-45	6,64	27	0,07	4,45
13-14	5,86	34	0,10	1,80	45-46	4,10	32	0,13	4,58
14-15	5,93	26	0,07	1,87	46-48	4,11	9	0,04	4,62

Tableau VII.1 : Détermination du temps de concentration t_1 pour DVO.01 (suite)

DVO01									
tronçon	Vitesse m/s	Longueur m	T min	t cumule min	tronçon	Vitesse m/s	Longueur m	T min	t cumule min
15-16	5,70	32	0,09	1,96	48-49	4,12	43	0,17	4,79
16-17	5,96	40	0,11	2,07	49-50	4,40	35	0,13	4,93
17-18	6,17	46	0,12	2,20	50-51	5,13	36	0,12	5,04
18-19	6,13	24	0,06	2,26	51-52	5,06	38	0,13	5,17
19-20	5,95	26	0,07	2,33	52-53	5,37	50	0,15	5,32
20-21	6,09	29	0,08	2,41	53-54	4,90	52	0,18	5,50
21-22	6,08	30	0,08	2,49	54-55	4,89	33	0,11	5,61
22-23	6,54	31	0,08	2,57	55-56	4,98	40	0,13	5,75
23-24	5,96	31	0,09	2,66	56-57	4,79	30	0,11	5,85
24-25	6,80	27	0,07	2,72	57-58	4,11	39	0,16	6,01
25-26	6,95	28	0,07	2,79	58-59	4,11	29	0,12	6,13
26-27	6,63	32	0,08	2,87	59-61	4,11	50	0,20	6,33
27-28	7,38	48	0,11	2,98	61-62	4,10	28	0,12	6,44
28-29	7,72	25	0,05	3,03	62-63	4,23	26	0,10	6,55
29-30	5,68	34	0,10	3,13	63-64	4,22	28	0,11	6,66
30-31	7,12	24	0,06	3,19	64-65	4,20	34	0,13	6,79
31-32	6,85	22	0,05	3,24	65-66RDVO1	5,74	18	0,05	6,84

Tableau VII.2 : Détermination du temps de concentration t_1 pour DVO.02 :

DVO02					DVO02				
tronçon	Vitesse m/s	Longueur m	T min	t cumule min	tronçon	Vitesse m/s	Longueur m	T min	t cumule min
66RDVO1-67	1,41	18	0,21	0,21	81-82	3,36	46	0,23	3,26
67-68	1,61	0	0,00	0,21	82-83	4,48	25	0,09	3,35
68-69	1,63	12	0,13	0,34	83-84	3,71	31	0,14	3,49
69-70	2,03	39	0,32	0,66	84-85	4,77	46	0,16	3,65
70-71	2,39	32	0,22	0,88	85-86	4,78	9	0,03	3,68
71-72	2,44	43	0,29	1,18	86-87	2,45	33	0,23	3,91
72-73	2,87	26	0,15	1,32	87-88	2,46	36	0,24	4,15
73-74	2,68	33	0,21	1,53	88-89	3,62	39	0,18	4,33
74-75	2,65	45	0,28	1,82	89-90	4,21	41	0,16	4,49
75-76	2,91	55	0,32	2,13	90-91	3,88	38	0,16	4,66
76-77	3,19	44	0,23	2,36	91-92	4,32	24	0,09	4,75
77-78	3,70	50	0,23	2,59	92-93	3,60	24	0,11	4,86
78-79	3,28	48	0,25	2,83	93-94	4,43	12	0,04	4,91
79-80	3,28	6	0,03	2,86	94-96	4,07	18	0,07	4,98
80-81	3,31	34	0,17	3,03	96-RDVO2	4,51	6	0,02	5,00

Les résultats de dimensionnement des deux déversoirs après le calcul des t_1 sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.3 : Résultats de dimensionnement des déversoirs :

	Valeur		Valeur		
Données	DIV.01	DIV.02	Données	DIV.01	DIV.02
Diamètre d'entrée	1000	1200	R_Q	0,45	0,64
Q_t	2,07	3,59	$R_{h\ tot}$	0,48	0,58
D	2	1	h_{tot}	477	703
Q_{STEP}	0,108	0,26	$R_{Q\ STEP}$	0,73	0,053
t1	9,43	4,27	R_{Hstep}	0,03	0,15
t2	10	12	h_{STEP}	110	191
Z	0,8	0,83	h_{div}	367	512
$Q_{critique}$	1,66	3	L	3,96	4,23

VII.2.2.2. Bassins de retenue

Les bassins de retenue sont des installations destinées à stocker, décant-er et/ou infiltrer les eaux de pluie. On en distingue plusieurs catégories :

- Bassins enterrés, réalisés en béton ou à partir de conduites de grand diamètre,
- Bassins à ciel ouvert, qu'ils soient naturels ou artificiels, avec ou sans digue,
- Bassins secs ou en eau permanente, selon la fréquence et l'intensité des précipitations.

Aujourd'hui, les bassins à ciel ouvert sont conçus comme des espaces multifonctionnels intégrés au paysage urbain, pouvant également servir d'espaces de détente, de zones vertes ou de terrains de jeux.

Sur le plan hydraulique, ces ouvrages peuvent :

- Collecter les eaux pluviales ou les eaux usées unitaires,
- Être alimentés en continu ou uniquement en cas de débordement,
- Restituer les eaux de manière contrôlée vers le réseau, le sol ou le milieu naturel.

Ils remplissent aussi un rôle essentiel dans la rétention des polluants : piégeage des déchets flottants, décantation des particules, et parfois amélioration naturelle de la qualité de l'eau grâce à des plantes filtrantes comme les roseaux.

Par conséquent, le dimensionnement du volume de ces bassins repose sur différentes méthodes, toutes basées sur la pluviométrie et la surface du bassin concerné.

- ✓ **1ère méthode : méthode des pluies**

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

- Il faut connaître la fréquence f = 1/T des pluies et la valeur du débit demandé Q, c'est-à-dire le débit qui sort du bassin de retenue.

Détermination du volume V1 évacué pendant un temps t

$$V_1 = 3600\, Q_t \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VI-7)}$$

Avec : V1 en m³, Q en m³/s.

- Détermination de la hauteur d'eau (h) évacuée qui correspond au volume par hectare de Surface active (Sa) du bassin.
- La surface active est égale au produit du coefficient d'apport par l'air total du bassin versant

$$h = \frac{360Qt}{S \times C_{ap}} = f(t) \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VI-8)}$$

Avec :

S : surface du bassin (ha).

h : hauteur d'eau (mm).

Q : débit (m³/s).

t : temps (heure).

Cap : le coefficient d'apport qui est en fonction de la nature du sol et du pourcentage de boisement. 0,05 < Cap < 0,6.

•Représentation graphique h = f(t) et la courbe du classement fréquentiel des pluies qui correspond à la période de pluie de retour

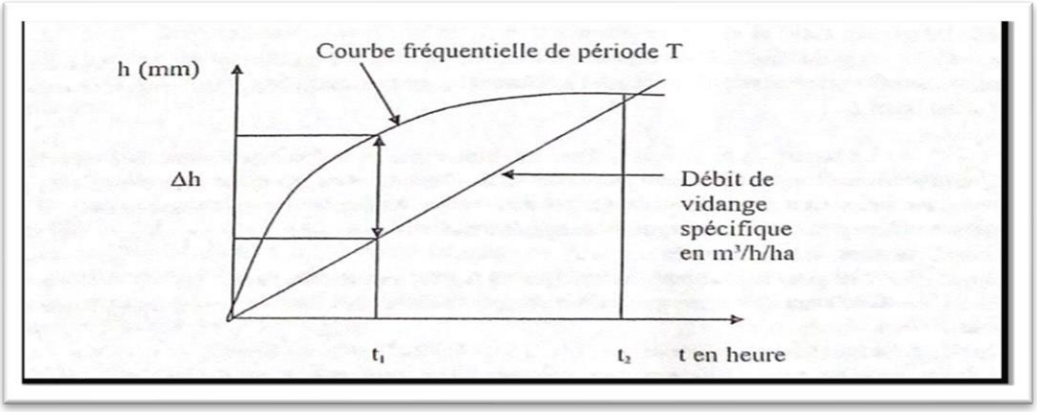


Figure (VI-10) : Détermination du volume du bassin

•On déduit donc le volume du bassin de retenue comme suit :

$$Vb = 10.\Delta h.Sa \text{.....(VI-9)}$$

Avec : Vb en m³, Δh en mm, Sa en ha

✓ **2ème méthode :**

Cette méthode suppose le débit Q sensiblement constant

● On détermine le débit Q' d'après la relation suivante :

$$Q'(mm/h) = \frac{360Q}{Sa} \text{ .....(VI-10)}$$

● En fonction de Q', on détermine la hauteur d'eau h (mm) à partir de l'abaque (abaque II en annexe) qui est la capacité de stockage moyennant les principes hydrologiques.

● On détermine le volume Vb par la relation :

$$Vb\ (m^3) = 10h.Sa \text{.....(VI-11)}$$

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

Détermination de la surface active :

L'évaluation du coefficient d'apport est une étape complexe, influencée par de nombreux facteurs tels que les pertes de charge, les infiltrations et le temps nécessaire à l'écoulement

jusqu'au point de collecte. Ce coefficient, généralement inférieur au coefficient de ruissellement, varie habituellement entre 0,05 et 0,6.

Dans le cadre de ce projet, une valeur de Ca = 0,3 a été retenue. Cette estimation repose sur l'hypothèse que le bassin est alimenté par la conduite principale du réseau pluvial, laquelle collecte les eaux d'une zone fortement imperméabilisée.

Formule utilisée :

$$S_a = S \times C_a \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(VI-12)}$$

Débit de fuite :

Le débit de fuite représente la quantité d'eau que le bassin peut libérer progressivement vers l'exutoire, aussi bien pendant qu'après une pluie. Ce débit correspond à la limite maximale autorisée pour l'évacuation vers le réseau en aval. Pour notre cas d'étude, on prend :

$$q = 9\text{mm/h}$$

À partir de l'abaque fourni (voir **annexe [2]**) et pour une période de retour de 10 ans, la hauteur d'eau associée à la capacité spécifique de stockage est déterminée en fonction du débit de fuite choisi :

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

Pour tenir compte du temps nécessaire pour atteindre le débit de fuite, une majoration de 17 % du volume est appliquée :

Les résultats de calculs des volumes des deux bassins sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.4 : résultats de calculs des volumes des deux bassins

	Surface m^2	Surface active m^2	Volume m^3	Volume total m^3
Bassin 01	41,9	12,57	2765,4	3236
Bassin 02	51,7	15,51	3412,2	3993

VII.3. Conclusion

L'optimisation du réseau d'assainissement dépend largement du choix des conduites et des ouvrages annexes. Après analyse, nous avons retenu des conduites circulaires en béton armé répondant aux besoins de l'agglomération.

Par ailleurs, le dimensionnement d'un déversoir d'orage frontal et latéral et des bassins a été réalisé afin de limiter les risques de surcharge et de garantir la sécurité hydraulique du réseau.

Cette configuration permet d'assurer un fonctionnement fiable, une meilleure protection de la santé publique et une préservation de l'environnement.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction

Afin de garantir la rapidité, la qualité et la maîtrise des coûts dans la réalisation de ce projet, une attention particulière a été portée à l'organisation du chantier. Cette démarche permet d'optimiser le déroulement des travaux et d'en assurer l'exécution de manière efficace et structurée.

VIII.1. Les étapes de réalisation du projet

La mise en place des canalisations requiert l'accomplissement d'un ensemble d'opérations suivant un ordre bien défini.

VIII.2.1 Manutention et stockage des conduites

Manutention

En complément, il est conseillé de respecter les précautions suivantes :

- Manipuler les conduites avec soin, en évitant de les traîner ou de les faire rouler ;
- Assurer leur stockage sur des surfaces planes et stables, protégées des intempéries et des chocs mécaniques.

L'application de ces mesures lors du transport, de la manutention et du stockage garantit la préservation de l'intégrité et de la qualité des conduites avant leur mise en place.

Stockage

Le respect rigoureux des consignes de stockage constitue une condition essentielle pour préserver les matériaux en bon état et prêts à être utilisés sur le chantier. Les principales recommandations sont les suivantes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée afin d'éviter toute déformation des conduites ;
- Elle doit rester dégagée et facilement accessible pour simplifier les opérations de manutention ;
- Les conduites et accessoires doivent être protégés du soleil, de la pluie et, plus généralement, des intempéries ;
- L'installation d'un abri ou l'utilisation d'une bâche est préconisée pour limiter l'exposition aux conditions météorologiques ;

- Les différents éléments (tuyaux, raccords, joints, etc.) doivent être entreposés de manière ordonnée et identifiée pour faciliter leur repérage et leur utilisation.

VIII.2.2 Décapage de la terre végétale

Le décapage du sol est une opération préliminaire qui consiste à éliminer la couche superficielle du terrain, sur une profondeur d'environ 10cm. Cette couche superficielle est principalement composée de matière végétale, telle que de la terre végétale, de l'humus ou des racines. Elle doit être retirée avant les travaux de terrassement.

Le décapage permet de :

✓ Supprimer les éléments organiques qui pourraient dégrader la stabilité du sol à long terme

✓ Préparer une surface saine et stable pour les travaux à venir

✓ Récupérer la terre végétale pour une réutilisation ultérieure

VIII.2.3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards

Ces différentes exigences visent à :

✓ Assurer la bonne orientation et la pente des conduites

✓ Maintenir la stabilité du terrain d'assise

✓ Garantir des conditions de sécurité pour les travaux

Le soin apporté à la préparation du fond de fouille est essentiel pour la qualité et la pérennité de l'installation des canalisations.

VIII.2.4 Aménagement du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme la montre la figure ci-dessous :

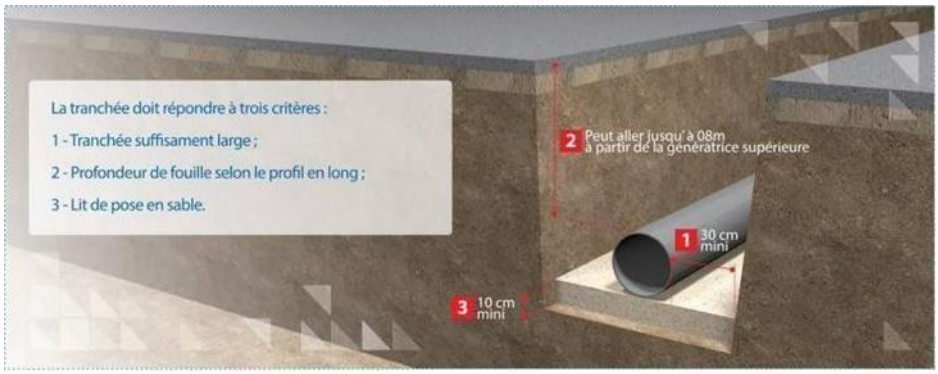


Figure VIII.1 : Réalisation de la tranchée (Source : Groupe Chiali)

VIII.2.5 Emplacement des piquets

À chaque emplacement prévu pour l'installation d'un regard, il est nécessaire de placer un jalon ou un piquet afin de matérialiser son positionnement exact sur le terrain.

VIII.2.6 Pose des canalisations

Les différents points de contrôle visent à :

- ✓ Garantir la sécurité des opérations de pose
- ✓ Assurer la bonne étanchéité des assemblages
- ✓ Maintenir la géométrie et les pentes du réseau
- ✓ Prévenir tout dommage aux canalisations

Le respect de ces vérifications est essentiel pour la qualité et la pérennité de l'installation des conduites.

VIII.2.7 Assemblage des canalisations

Le choix de la méthode de jonction des conduites dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ Section et forme des tuyaux
- ✓ Nature du matériau

Le choix de la méthode de jonction adaptée est essentiel pour garantir la fiabilité et la pérennité du réseau de canalisations.

VIII.2.8 Essai d'étanchéité

Une fois les conduites installées au fond des tranchées, des essais d'étanchéité sont

effectuées avant le remblaiement final.

Méthodes d'essai :

- Essai à l'eau : remplissage des conduites avec de l'eau sous pression ;
- Essai à l'air : mise sous pression d'air comprimé dans les conduites ;
- Essai à la fumée : injection de fumée dans le réseau pour détecter les fuites ;

Objectifs des essais :

- Vérifier l'absence de fuites dans les joints et les raccords ;
- S'assurer de l'intégrité du réseau de canalisations ;
- Détecter et localiser d'éventuels défauts d'étanchéité ;

Importance des essais :

- La réalisation de ces tests est essentielle pour garantir le bon fonctionnement du réseau d'assainissement à long terme. Ils permettent de remédier aux problèmes avant le remblaiement définitif.
- Une fois les essais concluants, le remblaiement de la tranchée peut être effectué en toute confiance.

VIII.2.9 Réalisation des regards

La réalisation d’un regard suit une série d’étapes techniques précises :

- Réglage et compactage du fond afin d’obtenir une assise plane et stable ;
- Mise en place d’une couche de béton de propreté destinée à protéger le sol et à faciliter l’exécution des travaux ;
- Pose du ferraillage du radier conformément aux spécifications techniques ;
- Bétonnage du radier en respectant les épaisseurs et résistances prescrites ;
- Mise en place du ferraillage des parois verticales ;
- Installation du coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois avec un soin particulier apporté à la compaction du béton ;
- Décoffrage des parois après durcissement, en respectant les délais recommandés ;

- Pose du ferraillage de la dalle supérieure ;
- Installation du coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle en respectant les épaisseurs et résistances prévues ;
- Décoffrage de la dalle une fois le béton suffisamment durci.

Tout au long de ces opérations, il est impératif de respecter les normes de sécurité, les spécifications techniques du projet ainsi que les délais de prise du béton afin d'assurer la qualité et la durabilité de l'ouvrage.

VIII.2.10 Réalisation des branchements

Des éléments composant un branchement, de l'aval vers l'amont :

✓ Le branchement est raccordé à la canalisation principale, généralement au niveau d'un regard.

✓ La canalisation de branchement proprement dite, qui achemine les eaux depuis le bâtiment jusqu'à la canalisation principale.

✓ Cette canalisation de branchement doit avoir une pente minimale de 3% pour assurer un bon écoulement.

✓ Un regard collecteur peut être installé sur le branchement, permettant d'inspecter et d'entretenir le réseau.

En résumé, un branchement comprend le raccordement à la canalisation principale, la canalisation de branchement elle-même, un regard collecteur éventuel, et une boîte de branchement à la limite du domaine public. L'ensemble de ces éléments permet d'assurer le bon acheminement des eaux depuis le bâtiment jusqu'au réseau public.

VIII.2.11 Remblayage et compactage

Des étapes pour assurer la protection et la transmission des charges de la canalisation :

- Utiliser un matériau de remblayage similaire à celui employé pour le remblayage latéral de la canalisation.

- Ce matériau de remblayage doit :

✓ Protéger la canalisation des dommages mécaniques

✓ Permettre une bonne transmission des charges depuis la surface jusqu'à la canalisation

- Objectifs du remblayage :

✓ Le remblayage de la canalisation a deux objectifs principaux :

✓ Protection de la canalisation :

✓ Éviter tout dommage mécanique à la canalisation lors du remblayage et de l'utilisation future du site.

✓ Assurer une bonne répartition des charges pour éviter la concentration de contraintes.

✓ Transmission des charges

VIII.2. Choix des engins

Des différents types d'engins utilisés pour réaliser les travaux de pose de canalisations

Engins de terrassement :

✓ Pelle mécanique : pour l'excavation des tranchées

✓ Bulldozer : pour le décapage et le nivellement des surfaces

✓ Chargeuse : pour le chargement des matériaux dans les camions

Engins de compactage :

✓ Compacteur à pied dameurs : pour le compactage des fonds de forme et des remblais

✓ Rouleau vibrant : pour le compactage des couches de surface

✓ Plaque vibrante : pour le compactage dans les espaces restreints

Engins de manutention :

✓ Grue : pour la manutention et la mise en place des éléments lourds (regards, tuyaux, etc.)

✓ Camion-grue : pour le chargement et le déchargement des matériaux sur le chantier

✓ Chariot élévateur : pour la manutention des matériaux sur le chantier

Chaque opération, de l'excavation à la mise en place des éléments, nécessite l'utilisation d'un ou plusieurs engins spécifiques pour garantir la sécurité, la rapidité et la qualité des travaux.

Pour le décapage :

La niveleuse est un engin de terrassement utilisé pour le décapage de la terre végétale, en particulier sur les terrains faciles à décaper.



Figure VIII.2 : Niveleuse

Pour l'excavation des tranchées :

La pelle rétro-excavatrice est un engin de terrassement polyvalent, adapté à tous les types de terrains.



Figure VIII.3 : Pelle à chenille

Pour le remblaiement des tranchées :

La chargeuse est un engin de terrassement utilisé pour le remblayage des tranchées et des fouilles.



Figure VIII.4 : Chargeuse

VIII.3. Détermination des différents volumes des travaux

VIII.3.1 Volume du décapage de la couche végétale

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

Tel que :

Vdéc : volume de la couche végétale décapée (m^3).

Hcv : profondeur de la couche végétale (m)

L : longueur totale de la tranchée (m).

Bcv : largeur de la couche végétale (m).

VIII.3.2 Volume du déblai des tranchées

$$V_D = B \times L \times H \quad \text{.....(VIII.2)}$$

Tel que :

Vd : volume du déblai des tranchées (m^3).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.3 Volume occupé par le lit de sable

$$V_{ls} = e \times L \times B \text{……(VIII.3)}$$

Tel que :

Vls : volume du lit de sable (m^3).

e : épaisseur de la couche de sable (m).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.4 Volume occupé par les conduites

$$V_{cond} = (\pi \times D_{ext}/4) \times L \text{…….(VIII.4)}$$

Tel que :

Vcond : volume occupé par les conduites (m^3).
Dext : diamètre extérieur de la conduite (m). **L** : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.5 Volume de l'enrobage

$$V_e = H_e \times L \times B \text{……(VIII.5)}$$

Tel que :

He : hauteur d'enrobage

B : Largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.6 Volume du remblai de protection

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \text{……(VIII.6)}$$

Tel que :

Vrem : volume du remblai (m^3).

Vd : volume du déblai (m^3).

Vls : volume du lit de sable (m^3).

Vdéc : volume de la couche végétale décapée (m3).

VIII.3.7 Volume excédentaire

$$Vexc = Vf - Vrem \quad \text{.....(VIII.7)}$$

Tel que :

Vexc : Volume du sol excédentaire (m^3).

Vf : Volume du sol foisonné (m^3).

Vrem : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$Vf = Vd \times Kf \quad \text{..... (VIII.8)}$$

Avec :

Kf : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

Tableau VII.1 : coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Type de sol	K_f
Sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.35

(**Source** : Métré de terrassement-cours génie civil)

Les résultats du calcul des différents volumes sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : résultats de calcul des volumes.

$V_{dec}(m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_{ls}(m^3)$	$V_{cond}(m^3)$	$V_{rem}(m^3)$	$V_{exc}(m^3)$
17087,52	994,8	994,80	1813,5	13108,33	7970,23

VIII.3.8 Devis quantitatif et estimatif

Tableau VII-3 : Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
I	**Travaux de terrassement**				
1	Décapage	m^3	994,80	200	198 959,64
2	Déblai		17087,52	350	5 980 631,46
3	Lit de pose		994,80	1800	1 790 636,77
4	Enrobage		1989,60	1800	3 581 273,54
5	Remblai de la tranchée		13108,33	250	3 277 081,41
6	Evacuation des déblaies excédentaire		7970,23	300	2 391 068,36
II	**Canalisation**				
1	300	ml	3321,79701	3800	12622828,63
2	400		1270,26126	4500	5716175,655
3	500		898,231072	6000	5389386,43
4	600		262,473411	8000	2099787,29
5	800		1268,43156	10000	12684315,63
6	1000		643,517095	13000	8365722,238
7	1200		23,3536935	15000	350305,403
III	**Construction**				
1	Regards avec tampon En fonte	Unité	362	45000	16290000
Total (HT) :					80738172,46
T.V.A(19%)					15340252,77
Total (T.T.C)					96078425,23

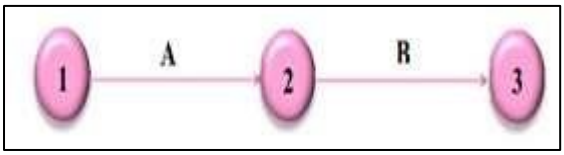
VIII.4. Planification des travaux :

La planification des travaux vise à optimiser en permanence l'utilisation économique de la main-d'œuvre ainsi que des autres ressources mobilisées pour la réalisation du projet.

Techniques de planification

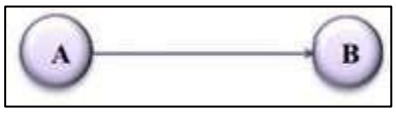
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux

Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



Réseau a nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



Construction des réseaux

La construction d'un réseau s'appuie sur un processus méthodique en six étapes :

1-Élaboration d'une liste exhaustive des tâches à réaliser.

2-Identification des dépendances entre les tâches, c'est-à-dire celles qui doivent être exécutées avant d'autres.

3-Création de graphes partiels représentant les groupes de tâches interconnectées.

4-Fusion des graphes partiels en un schéma global cohérent.

5-Détermination des tâches d'entrée (début) et de sortie (fin) du projet.

6-Assemblage final du réseau complet, intégrant toutes les tâches et leurs relations.

Méthode C.P.M (Chemin Critique)

L'objectif de la méthode du chemin critique est d'optimiser la durée totale du projet en s'appuyant sur trois phases distinctes :

Phase 1 : Détermination des ressources humaines nécessaires pour l'exécution des tâches.

Phase 2 : Analyse détaillée du réseau selon une échelle temporelle précise (par exemple, jour par jour), en fonction de l'unité de temps choisie.

Phase 3 : Ajustement du réseau en tenant compte des contraintes spécifiques de l'entreprise, permettant une planification adaptée aux besoins et objectifs du projet.

Étapes de la planification

La planification consiste à définir la séquence et le déroulement des travaux à réaliser. Ce processus comprend les étapes suivantes :

Collecte des informations : Rassembler et synthétiser les données issues d'analyses comparatives afin d'établir un plan de réalisation pertinent et efficace pour le projet.

Décomposition du projet : Fragmenter le projet en tâches distinctes, attribuer des responsabilités spécifiques, identifier les besoins matériels et définir une approche adaptée à chaque composante, pour une gestion précise et efficace.

Relations entre les tâches : Identifier deux types de relations essentielles :

Relations logiques basées sur la dépendance stricte entre les tâches.

Relations préférentielles qui tiennent compte des priorités ou préférences dans l'organisation des travaux.

Les paramètres de la méthode C.P.M : Les éléments essentiels dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR (Temps de réalisation) : la durée nécessaire pour accomplir la tâche.

DCP (Date de commencement au plus tôt) : le moment le plus précoce où la tâche peut commencer.

DCPP (Date de commencement au plus tard) : la date limite la plus tardive pour le début de la tâche.

DFP (Date de finition au plus tôt) : la date la plus précoce à laquelle la tâche peut être terminée.

DFPP (Date de finition au plus tard) : la date limite la plus tardive pour la fin de la tâche.

MT (Marge totale) : la marge de temps disponible pour effectuer la tâche sans retarder le projet.

Et : **DFP = DCP + TR ; DCPP = DFPP – TR.**

Chemin critique (CC)

Le chemin critique correspond à la séquence d'opérations dont la marge totale est nulle (MT = 0) et qui détermine la durée totale requise (DTR) pour l'achèvement du projet.

Pour identifier ce chemin critique, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

Attribution des durées de chaque opération

L'estimation précise de la durée des opérations repose sur deux facteurs clés :

La disponibilité des ressources, qu'elles soient humaines ou matérielles.

L'ampleur et la complexité du projet.

En s'appuyant sur les normes C.N.A.T, la durée nécessaire (T) peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$T = \frac{Q_n}{N} \text{ ……(VIII.9)}$$

Avec :

Q n : Quantité de travail à réaliser.

N : Rendement unitaire (productivité).

N : Nombre d'équipes mobilisées.

Avantages

Visualisation claire du projet.

Identification du chemin critique.

Possibilité d'optimiser (accélérer certaines tâches, équilibrer les ressources).

Très utilisé en BTP et assainissement (plannings de chantier).

Symbole des différentes opérations et leurs durées :

Les principales opérations à exécuter sont regroupées dans le tableau ci-dessous

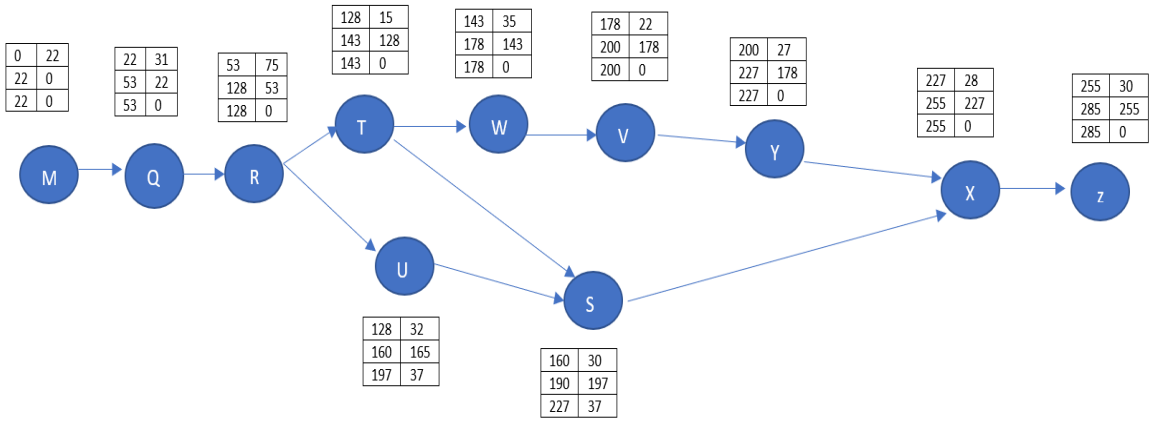
Tableau VIII.4 : Les symboles des différentes opérations.

Opération	**Symbole**	**Durée (jour)**
Piquetage	M	22
Décapage	Q	31
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	R	75
Aménagement du lit de sable	T	15
Construction des regards	S	30
La mise en place des canalisations en tranchées	W	35
Construction des ouvrages annexes	U	32
Assemblage des tuyaux	V	22
Faire des essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.	Y	27
Remblai des tranchées	X	28
Travaux de finition	Z	30

Tableau VIII.5 : La successions des opérations.

Opération	**Précède**	**Succède**
M	-	Q
Q	M	R
R	Q	T, U
T	R	S, W
S	T, U	X
W	T	V
U	T	S
V	W	Y
Y	V	X
X	U, S	Z
Z	X	-

Notre réseau a nœud est le suivant :



- **Le chemin critique** :M-Q-R-T-W-V-Y-X-Z.
- **La durée de réalisation est** : 285 jours.

Pour une meilleure compréhension de la répartition et de l'enchaînement des tâches, la planification détaillée du projet est illustrée à travers le diagramme de Gantt ci-après.

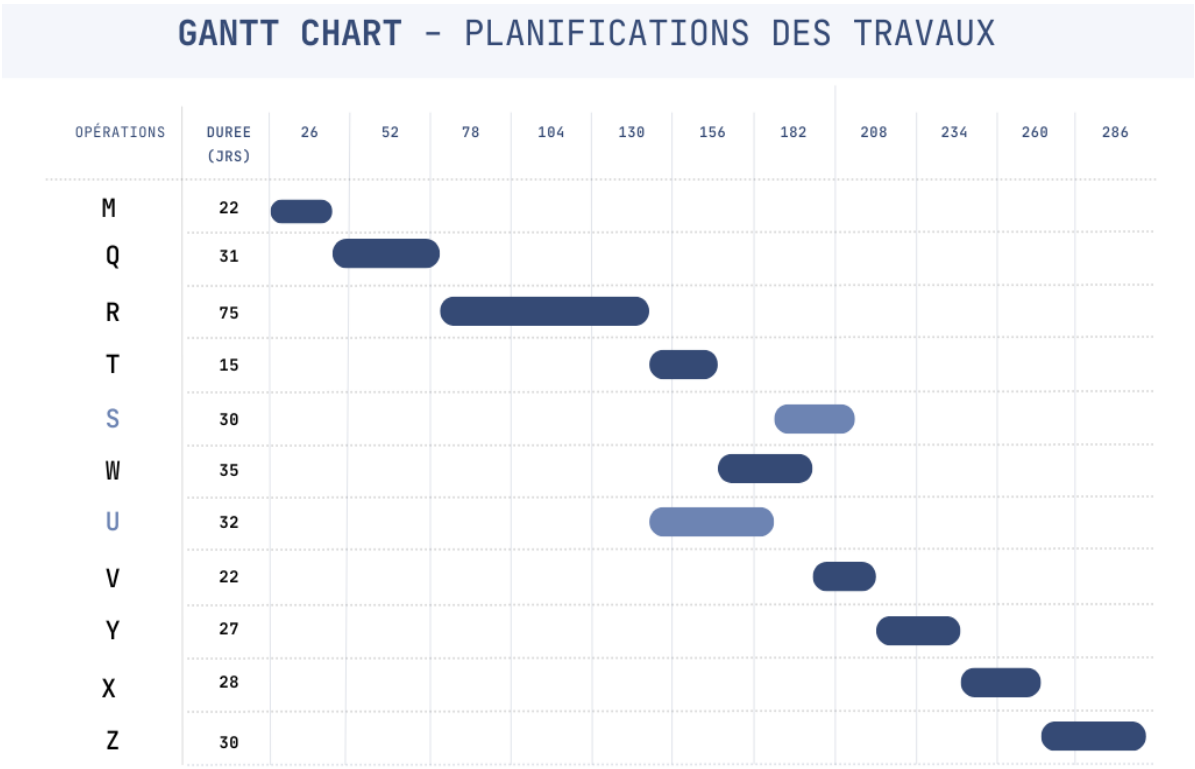


Figure VIII.5 : Diagramme de GANTT

VIII.5. Conclusion

En définitive, une organisation de chantier rigoureuse constitue un facteur déterminant pour la réussite d'un projet d'assainissement, tant sur le plan technique qu'économique. Elle permet d'optimiser la gestion des coûts, de maîtriser les délais et d'améliorer la productivité globale. Par ailleurs, elle représente un outil essentiel pour l'élaboration d'un budget prévisionnel fiable, comme l'illustre l'estimation détaillée du projet, évaluée à **96 078 425,23 DA** pour une durée prévisionnelle de **285 jours**.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons élaboré un système d'évacuation des eaux usées et pluviales pour la ville de Marsa Ben M'Hidi, située dans la wilaya de Tlemcen, en les dirigeant vers un exutoire afin de préserver la santé publique et l'environnement.

Nous avons d'abord présenté la zone d'étude et ses principales caractéristiques. Une étude hydrologique a ensuite été menée pour déterminer l'intensité pluviométrique moyenne maximale, estimée à **120 L/s/ha**, à partir des données ajustées selon la loi de Gumbel.

Le réseau conçu est **unitaire**, avec un système d'évacuation **latéral** :

- Les **eaux usées** sont dirigées vers la station d'épuration ;
- Les **eaux pluviales** sont acheminées vers deux bassins de rétention.

Pour l'estimation des débits :

- Seuls les apports domestiques ont été pris en compte pour les eaux usées ;
- Pour les eaux pluviales, la zone a été subdivisée en **13 surfaces élémentaires**, et les débits ont été calculés selon la **méthode rationnelle**.

Le choix des **conduites en béton armé** s'est imposé en raison de leur résistance à la corrosion et de leur inertie face aux produits chimiques contenus dans les effluents. Concernant les ouvrages annexes, des **regards de chute** ont été prévus sur certains tronçons à forte pente. Deux **bassins de rétention régulateurs** ont également été intégrés afin de limiter les risques d'inondation et de valoriser cette ressource, notamment pour la dilution et les usages agricoles.

Sur le plan économique, un devis quantitatif et estimatif a fixé le coût global du projet à **96 078 425,23 DA**, avec une durée d'exécution prévisionnelle de **285 jours**.

REFERENCES BIBILIOGRAPHIQUES

- **BELAOUAKLI, B. (2022).** ***Cours organisation de chantier*****. ENSH.**

- **BOURRIER, R., SATIN, M., & SELMI, B. (1991).** ***Guide technique de l'assainissement*****. Éditions Le Moniteur, Paris.**

- **Bureau d'étude hydraulique EHE. (2025).** ***Fiche des regards et des conduites*****.**

- **GOMELLA, C., & GUERREE, H. (1986).** ***Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales*** **(Tome 1). Eyrolles, Paris.**

- **GOUZROU, A. (2013).** ***L'hydraulique au pluriel*****. Édition 2013.**

- **KAHLERRAS, D. (2022).** ***Cours organisation de chantier*** **(4e année). ENSH.**

- **KERLOC'H, B., & MAELSTAF, D. (s.d.).** ***Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations*****. Document réalisé par C.E.T.E. Nord-Picardie et DDE 80.**

- **SALAH, B. (2014).** ***Polycopie d'assainissement*****. École nationale supérieure de l'hydraulique, Blida.**

- **TOUAIBIA, B. (2004).** ***Manuel pratique d'hydrologie*****. Presse Madani Frères, Blida, Algérie.**

Annexes

Annexe 01

FICHE D'IDENTIFICATION DU REGARD N° 38

Zone de collecte : Marsa Ben M'Hidi
Commune : Tlemcen
Rue / localisation : X Y

Date de la visite : 22octobre 2024 | Aval d'un PR : Non | Amont d'un exutoire : Non | Permet l'accès à un OS : Non

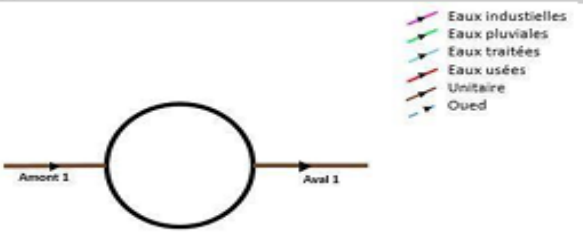
Météo : Sec | Accessibilité : Accessible | Type de réseau : Unitaire | Débitumé : Non | Réhaussé : Non

Forme du tampon : Circulaire | Diamètre ou dimension du tampon (mm) : 600 | Hauteur fermeture/sol :

Canalisation	Diamètre (mm) ou L x H	Profondeur (m) (fil d'eau)	Section	Matériau	N° du regard amont / aval
Amont 1 (principal)	500	2.55	Circulaire	BA	38-16
Amont 2					
Amont 3					
Amont 4					
Aval 1 (principal)	500	2.55	Circulaire	BA	1611-10539
Aval 2					
		(fond du regard)			
Décantoire					

Evaluation de l'état général : 5

SCHEMA



AUTRES OBSERVATIONS

ETAT DES OUVRAGES

R.A.S. [ ]

Evaluation :

RAC = 6
ATC = 5
INF = 6

- Non Cheminée décalée
- Oui Echelle (Manquante)
- Oui Absence de cunette
- Non Racines
- Non Tampon détérioré
- Non Tampon manquant

- Oui Attaque chimique — Dégradation béton — Mesure H2S :
- Non Traces d'infiltration par regard — par Non Traces d'infiltration par branchement
- Non Autre

QUALITE DE L'EFFLUENT

X R.A.S.

- Non Présence d'hydrocarbures
- Non Présence de graisses
- Non Effluent coloré

PERTURBATION DE L'ECOULEMENT

R.A.S. [ ]

Evaluation :

BOU = 6
DEB = 6
HYD = 6

- Non Réduction de section amont->aval
- Non Contre pente
- Non Chute — cm
- oui Débordemt
- oui Volume mort

- Oui Déchets ménagers ou de travaux
- oui Dépôts — h = — cm
- Oui Obstacle — Description : déchets
- oui Mise en charge — h = — cm
- Provenance de la mise en charge
- Non Autre :

PHOTOGRAPHIES





Sous Mission . Inspections des collecteurs et Diagnostic des OS

RAPPORT D'INSPECTION : Caméra autotractée

Tronçon : 172-173

Type de canalisation : Gravitaire Unitaire

Date d'inspection : 10/11/2024

Longueur totale du tronçon (m) : 94.0

Dimensions (mm) : Circulaire DN 800

Présence d'une banquette : Non

Profondeur fil d'eau amont (m) :

Voirie la plus proche :

Commentaire général :

Sens d'écoulement : 172 vers 173

Sens d'inspection :

Météo : Temps sec

Curage préalable : Non

Matériau : Béton

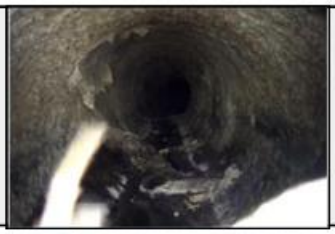
Présence d'une cunette : Non

Profondeur fil d'eau aval (m) :

Observation 1

Caractérisation : Dépôts : Remobilisable <25%

Remarques :



Observation 2

Distance (m)	Type d'observation	Niveau d'eau estimé (m)
	Linéaire sur 94 m	

Caractérisation : Dégradation de surface : Chimique

Remarques :





Vue sur le regard N°67 (mise en charge, dépôt, dégradation des murs intérieurs)





le regard N°94 (mise en charge)



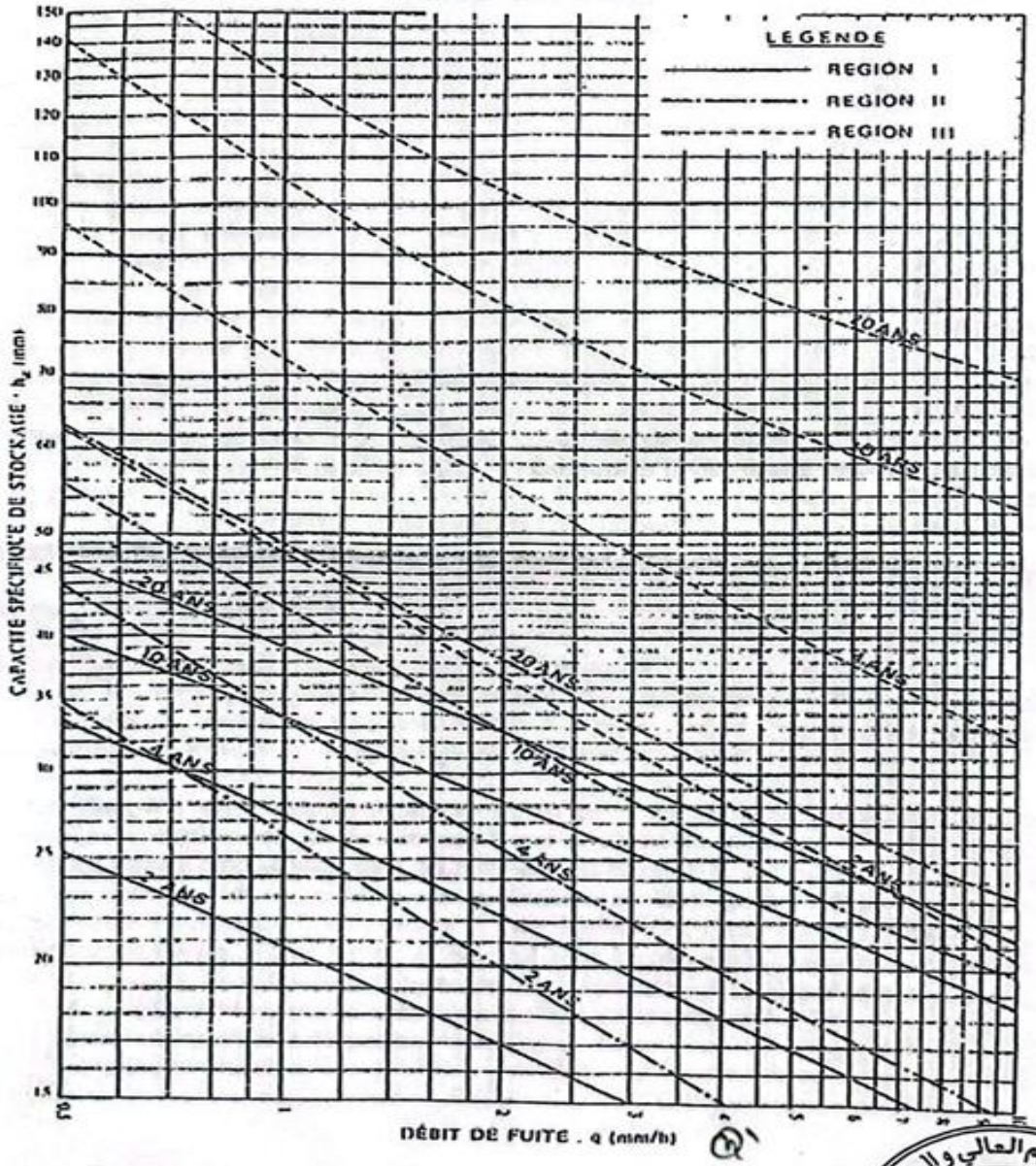


Annexe 02

ANNEXE VI

EVALUATION DU VOLUME DES BASSINS DE RETENUE

Méthode dite des volumes



Source : Guerree Gomella , (1967), Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ,édition Eyrolles, Paris

Annexe 03

Résultats de dimensionnement de système d'évacuation :

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
1-2	40	6,40	0,09	203,66	300	0,24	0,36	0,90	0,41	122,86	3,38	3,05	0,02	2,23	Vérifié
2-3	40	6,73	0,17	261,53	300	0,24	0,70	1,09	0,61	183,62	3,46	3,76	0,02	2,29	Vérifié
3-4	40	5,60	0,25	314,81	400	0,48	0,53	1,02	0,52	208,37	3,82	3,89	0,05	2,53	Vérifié
4-5	50	6,78	0,36	345,69	400	0,53	0,68	1,08	0,60	241,50	4,21	4,56	0,05	2,78	Vérifié
5-6	32	4,05	0,43	406,16	500	0,74	0,58	1,04	0,55	274,12	3,78	3,94	0,07	2,50	Vérifié
6-7	49	7,00	0,53	397,84	500	0,97	0,55	1,03	0,53	265,15	4,96	5,09	0,10	3,28	Vérifié
7-8	32	6,26	0,60	424,66	500	0,92	0,65	1,07	0,59	293,84	4,69	5,04	0,09	3,10	Vérifié
8-9	36	6,94	0,67	435,56	500	0,97	0,69	1,09	0,61	305,67	4,94	5,37	0,10	3,27	Vérifié
9-10	35	6,14	0,75	463,20	500	0,91	0,82	1,10	0,68	341,67	4,65	5,14	0,09	3,07	Vérifié
10-11	48	6,16	0,85	485,52	600	1,49	0,57	1,04	0,54	326,93	5,26	5,47	0,15	3,48	Vérifié
11-12	34	6,57	0,92	494,37	600	1,53	0,60	1,05	0,56	336,41	5,43	5,72	0,15	3,59	Vérifié
12-13	26	6,86	0,97	501,17	600	1,57	0,62	1,06	0,57	343,64	5,55	5,90	0,16	3,67	Vérifié
13-14	34	6,53	1,04	519,38	600	1,53	0,68	1,08	0,61	363,17	5,41	5,86	0,15	3,58	Vérifié
14-15	26	6,60	1,10	528,23	600	1,54	0,71	1,09	0,62	373,09	5,44	5,93	0,15	3,60	Vérifié
15-16	32	5,95	1,17	550,74	600	1,46	0,80	1,10	0,67	402,13	5,17	5,70	0,15	3,42	Vérifié
16-17	40	6,48	1,25	556,28	600	1,52	0,82	1,11	0,68	410,72	5,39	5,96	0,15	3,57	Vérifié
17-18	46	6,90	1,35	565,33	600	1,57	0,86	1,11	0,71	426,53	5,56	6,17	0,16	3,68	Vérifié
18-19	24	6,30	1,40	582,97	800	3,23	0,43	0,95	0,46	366,71	6,44	6,13	0,32	4,26	Vérifié
19-20	26	5,57	1,45	605,23	800	3,04	0,48	0,98	0,49	390,31	6,05	5,95	0,30	4,00	Vérifié
20-21	29	5,73	1,51	611,26	800	3,08	0,49	0,99	0,50	396,81	6,14	6,09	0,31	4,06	Vérifié
21-22	30	5,49	1,57	625,76	800	3,02	0,52	1,01	0,52	412,55	6,01	6,08	0,30	3,98	Vérifié
22-23	31	6,54	1,64	614,86	800	3,30	0,50	1,00	0,50	400,71	6,56	6,54	0,33	4,34	Vérifié
23-24	31	4,85	1,70	659,73	800	2,84	0,60	1,05	0,56	449,15	5,65	5,96	0,28	3,74	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
24-25	27	6,85	1,76	626,11	800	3,37	0,52	1,01	0,52	412,92	6,71	6,80	0,34	4,44	Vérifié
25-26	28	7,08	1,82	629,94	800	3,43	0,53	1,02	0,52	417,09	6,83	6,95	0,34	4,51	Vérifié
26-27	32	6,04	1,89	657,88	800	3,17	0,60	1,05	0,56	447,17	6,30	6,63	0,32	4,17	Vérifié
27-28	48	7,80	1,99	639,26	800	3,60	0,55	1,03	0,53	427,18	7,16	7,38	0,36	4,74	Vérifié
28-29	25	8,66	2,04	632,97	800	3,79	0,54	1,02	0,53	420,37	7,55	7,72	0,38	4,99	Vérifié
29-30	34	4,01	2,11	740,74	800	2,58	0,82	1,10	0,68	546,06	5,14	5,68	0,26	3,40	Vérifié
30-31	24	6,67	2,16	679,34	800	3,33	0,65	1,07	0,59	470,02	6,63	7,12	0,33	4,38	Vérifié
31-32	22	6,03	2,21	698,03	800	3,16	0,70	1,09	0,61	490,34	6,30	6,85	0,32	4,17	Vérifié
32-33	26	6,14	2,26	701,93	800	3,19	0,71	1,09	0,62	494,74	6,36	6,92	0,32	4,20	Vérifié
33-35	23	6,19	2,31	706,56	800	3,21	0,72	1,09	0,63	500,06	6,38	6,97	0,32	4,22	Vérifié
35-36	32	7,07	2,37	696,39	800	3,43	0,69	1,09	0,61	488,51	6,82	7,41	0,34	4,51	Vérifié
36-37	31	7,78	2,44	691,04	800	3,60	0,68	1,08	0,60	482,63	7,16	7,75	0,36	4,73	Vérifié
37-38	52	2,00	2,55	906,40	1000	3,30	0,77	1,10	0,65	653,98	4,21	4,63	0,33	2,78	Vérifié
38-39	26	3,43	2,60	825,70	1000	4,33	0,60	1,06	0,56	562,54	5,51	5,82	0,43	3,64	Vérifié
39-40	34	3,08	2,68	851,02	1000	4,10	0,65	1,08	0,59	589,50	5,22	5,62	0,41	3,46	Vérifié
40-41	60	2,16	2,80	925,54	1000	3,43	0,82	1,10	0,68	681,97	4,37	4,83	0,34	2,89	Vérifié
41-42	35	4,04	2,88	830,95	1000	4,70	0,61	1,06	0,57	568,13	5,98	6,34	0,47	3,96	Vérifié
42-43	50	2,76	2,98	904,71	1000	3,88	0,77	1,10	0,65	651,71	4,95	5,43	0,39	3,27	Vérifié
43-44	22	2,40	3,03	934,29	1000	3,62	0,84	1,11	0,70	696,52	4,61	5,10	0,36	3,05	Vérifié
44-45	27	4,36	3,09	841,22	1000	4,88	0,63	1,07	0,58	579,05	6,21	6,64	0,49	4,11	Vérifié
45-46	32	1,24	3,15	1073,27	1200	4,23	0,74	1,10	0,64	766,20	3,74	4,10	0,42	2,48	Vérifié
46-48	9	1,24	3,17	1075,67	1200	4,23	0,75	1,10	0,64	769,18	3,74	4,11	0,42	2,48	Vérifié
48-49	43	1,24	3,26	1087,11	1200	4,23	0,77	1,10	0,65	784,01	3,74	4,12	0,42	2,48	Vérifié
49-50	35	1,43	3,34	1067,00	1200	4,55	0,73	1,09	0,63	758,56	4,02	4,40	0,45	2,66	Vérifié
50-51	36	2,05	3,41	1006,10	1200	5,44	0,63	1,07	0,58	691,29	4,81	5,13	0,54	3,18	Vérifié
51-52	38	1,95	3,49	1024,28	1200	5,31	0,66	1,08	0,59	710,68	4,70	5,06	0,53	3,11	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
52-53	50	2,24	3,60	1009,83	1200	5,68	0,63	1,07	0,58	695,25	5,03	5,37	0,57	3,32	Vérifié
53-54	52	1,78	3,71	1066,05	1200	5,07	0,73	1,09	0,63	757,41	4,48	4,90	0,51	2,96	Vérifié
54-55	33	1,76	3,78	1075,66	1200	5,04	0,75	1,10	0,64	769,17	4,46	4,89	0,50	2,95	Vérifié
55-56	40	1,83	3,86	1076,86	1200	5,13	0,75	1,10	0,64	770,69	4,54	4,98	0,51	3,00	Vérifié
56-57	30	1,67	3,92	1102,03	1200	4,91	0,80	1,10	0,67	805,08	4,34	4,79	0,49	2,87	Vérifié
57-58	39	1,19	4,01	1183,49	1200	4,14	0,97	1,12	0,81	977,88	3,67	4,11	0,41	2,42	Vérifié
58-59	29	1,19	4,07	1190,14	1200	4,14	0,98	1,12	0,83	997,18	3,67	4,11	0,41	2,42	Vérifié
59-61	50	1,19	4,17	1201,65	1200	4,14	1,01	1,12	0,86	1032,02	3,66	4,11	0,41	2,42	Vérifié
61-62	28	1,19	4,23	1208,06	1200	4,14	1,02	1,12	0,88	1052,02	3,66	4,10	0,41	2,42	Vérifié
62-63	26	1,26	4,29	1200,98	1200	4,26	1,01	1,12	0,86	1029,95	3,77	4,23	0,43	2,49	Vérifié
63-64	28	1,26	4,34	1207,21	1200	4,26	1,02	1,12	0,87	1049,38	3,77	4,22	0,43	2,49	Vérifié
64-65	34	1,26	4,42	1214,60	1200	4,26	1,04	1,11	0,89	1072,66	3,77	4,20	0,43	2,49	Vérifié
65-66RDVO1	18	2,42	4,45	1077,83	1200	5,91	0,75	1,10	0,64	771,90	5,23	5,74	0,59	3,46	Vérifié
66RDVO1-67	18	0,61	0,15	387,53	400	0,16	0,92	1,12	0,77	307,43	1,26	1,41	0,02	0,83	Vérifié
67-68	0	0,81	0,15	367,49	400	0,18	0,80	1,10	0,67	268,59	1,46	1,61	0,02	0,96	Vérifié
68-69	12	0,81	0,17	390,63	400	0,18	0,94	1,12	0,79	315,35	1,46	1,63	0,02	0,96	Vérifié
69-70	39	1,35	0,25	411,22	400	0,24	1,08	1,08	0,94	377,17	1,88	2,03	0,02	1,24	Vérifié
70-71	32	1,35	0,32	449,09	500	0,43	0,75	1,10	0,64	321,62	2,18	2,39	0,04	1,44	Vérifié
71-72	43	1,35	0,41	492,59	500	0,43	0,96	1,12	0,81	405,93	2,18	2,44	0,04	1,44	Vérifié
72-73	26	1,88	0,47	484,71	500	0,50	0,92	1,12	0,77	385,01	2,57	2,87	0,05	1,70	Vérifié
73-74	33	1,78	0,54	516,22	500	0,49	1,09	1,07	0,96	477,79	2,50	2,68	0,05	1,65	Vérifié
74-75	45	1,25	0,63	586,21	600	0,67	0,94	1,12	0,79	473,72	2,37	2,65	0,07	1,57	Vérifié
75-76	55	1,51	0,75	603,15	600	0,73	1,02	1,12	0,87	523,27	2,60	2,91	0,07	1,72	Vérifié
76-77	44	1,83	0,84	607,27	600	0,81	1,04	1,11	0,89	536,23	2,87	3,19	0,08	1,90	Vérifié
77-78	50	2,05	0,94	621,20	800	1,85	0,51	1,01	0,51	407,59	3,68	3,70	0,18	2,43	Vérifié
78-79	48	1,38	1,05	695,12	800	1,52	0,69	1,09	0,61	487,11	3,02	3,28	0,15	2,00	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
79-80	6	1,38	1,06	698,01	800	1,52	0,70	1,09	0,61	490,33	3,02	3,28	0,15	2,00	Vérifié
80-81	34	1,38	1,13	715,23	800	1,52	0,74	1,10	0,64	510,45	3,02	3,31	0,15	2,00	Vérifié
81-82	46	1,41	1,22	734,93	800	1,53	0,80	1,10	0,67	537,09	3,05	3,36	0,15	2,02	Vérifié
82-83	25	2,74	1,28	659,04	800	2,13	0,60	1,05	0,56	448,41	4,25	4,48	0,21	2,81	Vérifié
83-84	31	1,72	1,34	732,96	800	1,69	0,79	1,10	0,67	534,18	3,37	3,71	0,17	2,23	Vérifié
84-85	46	3,00	1,44	677,94	800	2,23	0,65	1,07	0,59	468,53	4,44	4,77	0,22	2,94	Vérifié
85-86	9	3,00	1,46	681,24	800	2,23	0,65	1,08	0,59	472,06	4,44	4,78	0,22	2,94	Vérifié
86-87	33	0,55	1,53	953,66	1000	1,73	0,88	1,11	0,73	733,79	2,20	2,45	0,17	1,46	Vérifié
87-88	36	0,55	1,60	971,03	1000	1,73	0,93	1,12	0,77	774,04	2,20	2,46	0,17	1,46	Vérifié
88-89	39	1,30	1,69	841,70	1000	2,66	0,63	1,07	0,58	579,57	3,39	3,62	0,27	2,24	Vérifié
89-90	41	1,89	1,77	799,06	1000	3,21	0,55	1,03	0,53	533,96	4,09	4,21	0,32	2,71	Vérifié
90-91	38	1,47	1,85	852,03	1000	2,83	0,65	1,08	0,59	590,58	3,60	3,88	0,28	2,38	Vérifié
91-92	24	1,91	1,90	819,36	1000	3,23	0,59	1,05	0,56	555,78	4,11	4,32	0,32	2,72	Vérifié
92-93	24	1,22	1,95	900,34	1000	2,58	0,76	1,10	0,65	646,01	3,28	3,60	0,26	2,17	Vérifié
93-94	12	1,87	3,44	1026,52	1000	3,20	1,08	1,09	0,94	938,40	4,07	4,43	0,32	2,69	Vérifié
94-96	18	1,20	3,47	1120,14	1200	4,16	0,83	1,11	0,70	834,10	3,68	4,07	0,42	2,44	Vérifié
96-RDVO2	6	1,50	3,49	1075,66	1200	4,65	0,75	1,10	0,64	769,17	4,12	4,51	0,47	2,72	Vérifié
R1-R2	29	6,39	0,12	231,69	300	0,24	0,50	1,00	0,50	151,48	3,37	3,38	0,02	2,23	Vérifié
R2-R3	39	6,47	0,21	286,82	300	0,24	0,89	1,11	0,74	221,69	3,39	3,78	0,02	2,24	Vérifié
R3-R5	46	6,26	0,30	326,40	400	0,51	0,58	1,05	0,55	220,87	4,04	4,23	0,05	2,67	Vérifié
R5-R6	37	1,98	0,37	440,27	500	0,52	0,71	1,09	0,62	310,99	2,64	2,88	0,05	1,74	Vérifié
R6-R7	34	0,61	0,44	583,73	600	0,47	0,93	1,12	0,78	467,24	1,65	1,85	0,05	1,09	Vérifié
R7-R8	34	0,61	0,49	611,86	600	0,47	1,06	1,10	0,92	550,65	1,65	1,82	0,05	1,09	Vérifié
R8-R9	31	0,61	0,55	635,17	800	1,01	0,54	1,02	0,53	422,75	2,00	2,05	0,10	1,32	Vérifié
R9-R10	27	0,61	0,59	654,76	800	1,01	0,59	1,05	0,55	443,84	2,00	2,10	0,10	1,32	Vérifié
R10-R12	12	0,61	0,63	671,38	800	1,01	0,63	1,07	0,58	461,55	2,00	2,14	0,10	1,32	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
R12-R13	9	0,61	0,67	685,60	800	1,01	0,66	1,08	0,60	476,74	2,00	2,16	0,10	1,32	Vérifié
R13-R15	71	0,61	0,70	697,84	800	1,01	0,70	1,09	0,61	490,14	2,00	2,18	0,10	1,32	Vérifié
R15-R16	28	0,61	0,73	708,43	800	1,01	0,73	1,09	0,63	502,25	2,00	2,19	0,10	1,32	Vérifié
R16-R17	44	0,61	0,76	717,63	800	1,01	0,75	1,10	0,64	513,44	2,00	2,20	0,10	1,32	Vérifié
R17-R18	19	0,94	0,96	724,38	800	1,25	0,77	1,10	0,65	522,20	2,48	2,73	0,12	1,64	Vérifié
66RDVO1-N1	13	1,50	3,60	1088,08	800	1,58	0,79	1,00	0,66	529,66	3,14	3,14	0,16	2,08	Vérifié
N1-N2	32	1,50	3,60	1088,08	800	1,58	0,79	1,11	0,66	529,66	3,14	3,50	0,16	2,08	Vérifié
N2-N3	46	1,50	3,60	1088,08	800	1,58	0,79	1,05	0,66	529,66	3,14	3,29	0,16	2,08	Vérifié
N3-N4	24	1,50	3,60	1088,08	800	1,58	0,79	1,09	0,66	529,66	3,14	3,43	0,16	2,08	Vérifié
N4-N5	23	1,50	3,60	1088,08	800	1,58	0,79	1,12	0,66	529,66	3,14	3,52	0,16	2,08	Vérifié
N5-N6	13	1,50	3,60	1088,08	800	1,58	0,79	1,10	0,66	529,66	3,14	3,47	0,16	2,08	Vérifié
N116-N117	44	0,61	0,03	213,94	300	0,07	0,41	0,94	0,44	132,74	1,04	0,98	0,01	0,69	Vérifié
N117-40	14	1,68	0,09	267,36	300	0,12	0,74	1,09	0,63	190,37	1,73	1,89	0,01	1,14	Vérifié
N78-N79	26	1,07	0,05	233,31	300	0,10	0,51	1,01	0,51	153,24	1,38	1,39	0,01	0,91	Vérifié
N79-28	21	1,18	0,06	245,39	300	0,10	0,59	1,05	0,55	166,28	1,45	1,52	0,01	0,96	Vérifié
N75-N76	44	1,72	0,08	253,47	300	0,12	0,64	1,07	0,58	174,89	1,75	1,87	0,01	1,16	Vérifié
N76-30	23	0,95	0,08	288,40	300	0,09	0,90	1,12	0,75	225,23	1,30	1,45	0,01	0,86	Vérifié
N68-N69	26	0,85	0,06	265,53	300	0,09	0,72	1,09	0,63	188,19	1,23	1,34	0,01	0,81	Vérifié
N69-N70	28	0,68	0,07	286,72	300	0,08	0,89	1,11	0,74	221,48	1,10	1,22	0,01	0,73	Vérifié
N70-35	15	3,42	0,09	233,90	300	0,17	0,52	1,01	0,51	153,88	2,47	2,49	0,02	1,63	Vérifié
N80-N81	18	3,77	0,09	229,63	300	0,18	0,49	0,99	0,50	149,25	2,59	2,57	0,02	1,71	Vérifié
N81-N82	23	4,26	0,09	227,20	300	0,19	0,48	0,98	0,49	146,62	2,75	2,71	0,02	1,82	Vérifié
N82-N83	19	5,04	0,10	222,77	300	0,21	0,45	0,97	0,47	141,89	3,00	2,90	0,02	1,98	Vérifié
#REF!	26	3,00	0,12	267,00	300	0,16	0,74	1,09	0,63	189,94	2,31	2,53	0,02	1,53	Vérifié
N84-N85	22	4,00	0,05	186,21	300	0,19	0,28	0,86	0,36	108,36	2,67	2,29	0,02	1,76	Vérifié
N85-N86	19	4,24	0,08	215,94	300	0,19	0,42	0,94	0,45	134,76	2,75	2,59	0,02	1,82	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
N86-N87	35	1,28	0,10	289,19	300	0,11	0,91	1,12	0,76	227,06	1,51	1,68	0,01	1,00	Vérifié
N87-44	14	1,95	0,10	272,35	300	0,13	0,78	1,10	0,66	196,78	1,86	2,05	0,01	1,23	Vérifié
N88-N87	32	0,67	0,04	229,48	300	0,08	0,49	0,99	0,50	149,09	1,10	1,09	0,01	0,72	Vérifié
N100-N101	33	1,38	0,06	238,00	300	0,11	0,54	1,02	0,53	158,32	1,57	1,61	0,01	1,04	Vérifié
N101-N104	14	2,86	0,07	214,24	300	0,16	0,41	0,94	0,44	133,04	2,25	2,11	0,02	1,49	Vérifié
N104-N114	24	2,40	0,07	227,66	300	0,15	0,48	0,99	0,49	147,12	2,07	2,04	0,01	1,37	Vérifié
N114-N115	5	2,07	0,08	240,45	300	0,14	0,56	1,03	0,54	160,98	1,92	1,98	0,01	1,27	Vérifié
N115-N119	14	2,49	0,08	237,94	300	0,15	0,54	1,02	0,53	158,27	2,10	2,16	0,01	1,39	Vérifié
N119-N120	25	2,85	0,09	237,38	300	0,16	0,54	1,02	0,53	157,66	2,25	2,30	0,02	1,49	Vérifié
N120-N121	27	0,38	0,09	354,09	400	0,13	0,72	1,09	0,63	250,98	1,00	1,09	0,01	0,66	Vérifié
N121-N122	17	0,59	0,10	332,71	400	0,16	0,61	1,06	0,57	227,60	1,24	1,32	0,02	0,82	Vérifié
N122-N123	15	0,68	0,10	330,09	400	0,17	0,60	1,06	0,56	224,81	1,34	1,41	0,02	0,88	Vérifié
N123-61	40	3,07	0,11	253,75	300	0,16	0,64	1,07	0,58	175,19	2,34	2,50	0,02	1,54	Vérifié
N71-N72	27	1,77	0,07	240,85	300	0,13	0,56	1,03	0,54	161,41	1,77	1,83	0,01	1,17	Vérifié
N72-N73	3	5,72	0,08	202,89	300	0,23	0,35	0,90	0,41	122,16	3,19	2,87	0,02	2,11	Vérifié
N73-N74	16	3,83	0,09	228,40	300	0,18	0,48	0,99	0,49	147,91	2,61	2,58	0,02	1,73	Vérifié
N74-33	6	1,37	0,10	287,92	300	0,11	0,90	1,11	0,75	224,13	1,56	1,74	0,01	1,03	Vérifié
t.318-t.318 (2)	9	1,84	0,07	239,13	300	0,13	0,55	1,03	0,53	159,55	1,81	1,86	0,01	1,20	Vérifié
t.318 (2)-48	19	0,73	0,07	285,70	300	0,08	0,88	1,11	0,73	219,29	1,14	1,27	0,01	0,75	Vérifié
N90-N91	8	0,72	0,07	285,13	300	0,08	0,88	1,11	0,73	218,12	1,13	1,26	0,01	0,75	Vérifié
N91-52	36	1,71	0,08	259,60	300	0,12	0,68	1,08	0,60	181,49	1,74	1,89	0,01	1,15	Vérifié
N93-N93-1	34	1,36	0,05	224,68	300	0,11	0,46	0,97	0,48	143,92	1,56	1,52	0,01	1,03	Vérifié
N93-1-N94	39	2,10	0,05	211,66	300	0,14	0,40	0,93	0,43	130,46	1,93	1,79	0,01	1,28	Vérifié
N94-56	41	1,53	0,07	243,39	300	0,12	0,57	1,04	0,55	164,14	1,65	1,72	0,01	1,09	Vérifié
N95-N96	23	0,72	0,03	204,94	300	0,08	0,36	0,91	0,41	124,04	1,13	1,02	0,01	0,75	Vérifié
N96-N98	28	0,68	0,03	219,52	300	0,08	0,44	0,96	0,46	138,46	1,10	1,05	0,01	0,73	Vérifié

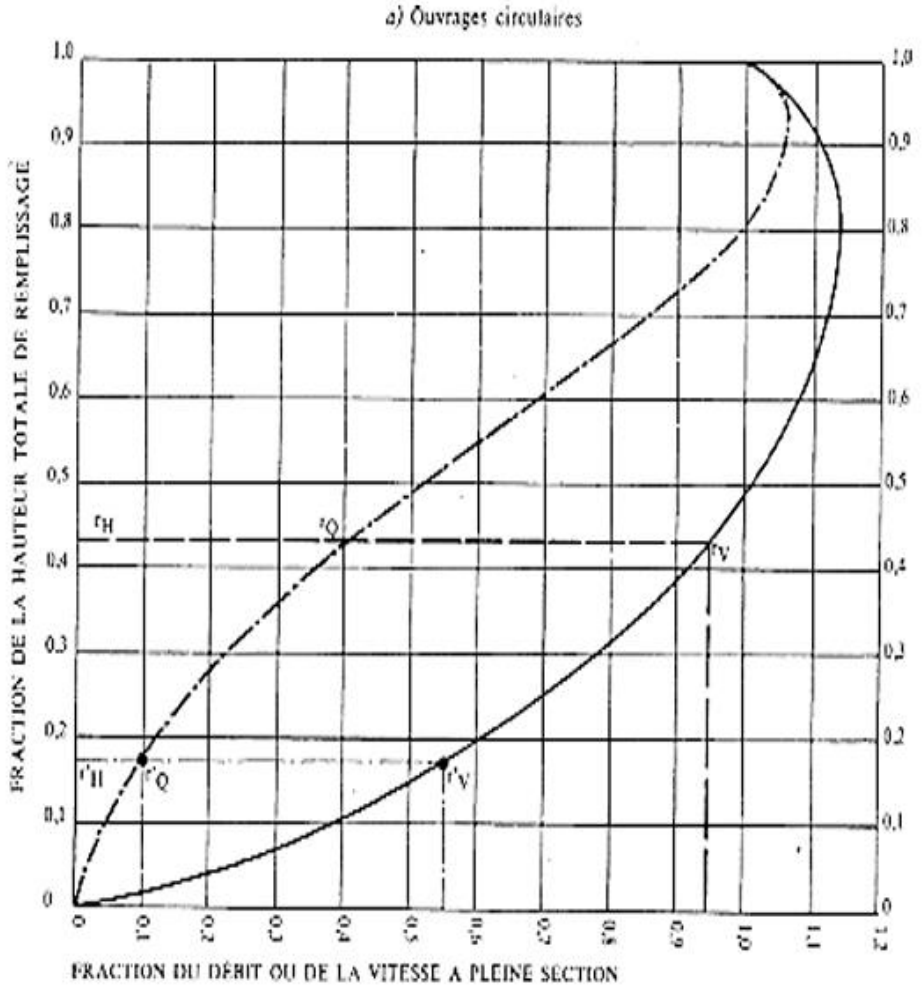
Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
N98-N99	32	1,30	0,04	204,94	300	0,11	0,36	0,91	0,41	124,04	1,52	1,38	0,01	1,01	Vérifié
N99-58	69	0,79	0,05	241,16	300	0,08	0,56	1,04	0,54	161,74	1,19	1,23	0,01	0,79	Vérifié
N127-N128	39	1,85	0,03	175,92	300	0,13	0,24	0,83	0,34	100,94	1,82	1,51	0,01	1,20	Vérifié
N128-N129	34	0,45	0,03	237,76	300	0,06	0,54	1,02	0,53	158,06	0,89	0,91	0,01	0,59	Vérifié
N129-N130	62	0,42	0,04	250,41	300	0,06	0,62	1,06	0,57	171,64	0,87	0,92	0,01	0,57	Vérifié
N130-68	62	0,54	0,04	248,06	300	0,07	0,60	1,06	0,56	169,13	0,98	1,04	0,01	0,65	Vérifié
N124-N126	61	0,50	0,02	194,42	300	0,07	0,32	0,88	0,38	114,84	0,94	0,83	0,01	0,62	Vérifié
N126-67	52	0,38	0,03	228,41	300	0,06	0,48	0,99	0,49	147,92	0,82	0,81	0,01	0,54	Vérifié
N131-N132	56	0,39	0,03	244,06	300	0,06	0,58	1,04	0,55	164,86	0,83	0,87	0,01	0,55	Vérifié
N132-N134	27	1,05	0,04	219,36	300	0,10	0,44	0,95	0,46	138,30	1,37	1,30	0,01	0,90	Vérifié
N134-70	13	5,93	0,06	176,55	300	0,23	0,24	0,83	0,34	101,38	3,25	2,71	0,02	2,15	Vérifié
N18-N39	24	2,97	0,06	205,01	300	0,16	0,36	0,91	0,41	124,10	2,30	2,08	0,02	1,52	Vérifié
N39-N40	11	6,40	0,07	190,24	300	0,24	0,30	0,87	0,37	111,47	3,38	2,92	0,02	2,23	Vérifié
N40-N53	6	3,41	0,07	217,51	300	0,17	0,43	0,95	0,45	136,37	2,46	2,33	0,02	1,63	Vérifié
N53-N54	2	2,77	0,06	203,61	300	0,16	0,36	0,90	0,41	122,82	2,22	2,00	0,02	1,47	Vérifié
N54-N55	57	6,63	0,18	267,90	300	0,24	0,74	1,10	0,64	191,04	3,43	3,76	0,02	2,27	Vérifié
N55-N56	34	5,65	0,06	178,16	300	0,22	0,25	0,84	0,34	102,50	3,17	2,66	0,02	2,10	Vérifié
N56-N57	42	4,26	0,06	191,52	300	0,19	0,30	0,87	0,37	112,48	2,75	2,39	0,02	1,82	Vérifié
N57-N58	48	0,99	0,06	256,46	300	0,09	0,66	1,08	0,59	178,09	1,33	1,43	0,01	0,88	Vérifié
N58-N59	23	1,68	0,06	236,28	300	0,12	0,53	1,02	0,52	156,46	1,73	1,76	0,01	1,15	Vérifié
N59-R5	53	2,79	0,07	218,64	300	0,16	0,43	0,95	0,46	137,55	2,23	2,12	0,02	1,47	Vérifié
R3-N60	15	0,99	0,07	270,00	300	0,09	0,76	1,10	0,65	193,67	1,32	1,45	0,01	0,88	Vérifié
R12-N62	8	4,45	0,07	206,64	300	0,20	0,37	0,91	0,42	125,63	2,81	2,57	0,02	1,86	Vérifié
N62-N63	36	0,43	0,08	324,54	300	0,06	1,24	0,49	0,97	289,90	0,88	0,43	0,01	0,58	Vérifié
R15-N65	28	0,54	0,08	315,85	400	0,15	0,53	1,02	0,52	209,50	1,19	1,21	0,01	0,79	Vérifié
N65-N66	20	1,17	0,08	277,13	300	0,10	0,81	1,10	0,68	203,75	1,44	1,59	0,01	0,95	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
N66-N67	17	1,05	0,09	286,68	300	0,10	0,89	1,11	0,74	221,38	1,36	1,52	0,01	0,90	Vérifié
N64-R15	11	1,66	0,09	266,36	300	0,12	0,73	1,09	0,63	189,18	1,72	1,88	0,01	1,14	Vérifié
N61-R12	14	1,35	0,09	280,42	300	0,11	0,84	1,11	0,70	209,19	1,55	1,71	0,01	1,02	Vérifié
R12-N89	62	0,80	0,09	312,92	300	0,08	1,12	1,02	0,98	294,74	1,19	1,22	0,01	0,79	Vérifié
N89-48	6	0,34	0,10	372,38	400	0,12	0,83	1,11	0,69	276,34	0,94	1,04	0,01	0,62	Vérifié
N135-N136	13	0,37	0,10	370,11	400	0,12	0,82	1,10	0,68	272,62	0,98	1,08	0,01	0,65	Vérifié
N136-N138	15	0,87	0,10	318,77	400	0,19	0,55	1,03	0,53	212,66	1,51	1,55	0,02	1,00	Vérifié
N138-N139	22	0,70	0,11	335,07	400	0,17	0,63	1,07	0,58	230,11	1,36	1,44	0,02	0,90	Vérifié
N139-N140	26	0,78	0,11	331,89	400	0,18	0,61	1,06	0,57	226,74	1,43	1,51	0,02	0,95	Vérifié
N140-N141	15	2,21	0,11	275,90	300	0,14	0,80	1,10	0,67	201,85	1,98	2,19	0,01	1,31	Vérifié
N141-N143	56	2,42	0,12	273,96	300	0,15	0,79	1,10	0,66	199,02	2,07	2,28	0,01	1,37	Vérifié
N143-74	20	0,83	0,12	338,31	400	0,18	0,64	1,07	0,58	233,56	1,47	1,57	0,02	0,97	Vérifié
N152-N153	31	0,96	0,12	332,22	400	0,20	0,61	1,06	0,57	227,08	1,58	1,67	0,02	1,05	Vérifié
N153-N154	21	0,71	0,12	354,36	400	0,17	0,73	1,09	0,63	251,29	1,36	1,49	0,02	0,90	Vérifié
N154-N158	27	1,80	0,13	300,55	400	0,27	0,47	0,98	0,48	192,94	2,17	2,12	0,03	1,43	Vérifié
N158-N160	26	1,56	0,13	311,14	400	0,25	0,51	1,01	0,51	204,38	2,02	2,03	0,03	1,34	Vérifié
N160-77	13	0,85	0,13	351,58	400	0,19	0,71	1,09	0,62	248,07	1,49	1,63	0,02	0,99	Vérifié
N144-N145	25	0,36	0,14	416,94	400	0,12	1,12	1,03	0,98	392,33	0,97	0,99	0,01	0,64	Vérifié
N145-N147	33	1,05	0,14	343,37	400	0,21	0,67	1,08	0,60	238,99	1,66	1,79	0,02	1,10	Vérifié
N147-N149	29	0,57	0,14	387,99	400	0,15	0,92	1,12	0,77	308,57	1,22	1,37	0,02	0,81	Vérifié
N149-N150	24	0,72	0,15	374,75	400	0,17	0,84	1,11	0,70	280,44	1,37	1,52	0,02	0,91	Vérifié
N150-N151	16	1,05	0,15	351,94	400	0,21	0,71	1,09	0,62	248,49	1,65	1,80	0,02	1,09	Vérifié
N151-75	21	0,53	0,15	403,23	400	0,15	1,02	1,12	0,88	352,40	1,17	1,31	0,01	0,78	Vérifié
N172-N173	24	0,29	0,04	271,23	300	0,05	0,77	1,10	0,65	195,27	0,72	0,79	0,01	0,48	Vérifié
N173-N174	19	0,51	0,04	253,52	300	0,07	0,64	1,07	0,58	174,95	0,95	1,02	0,01	0,63	Vérifié
N174-N175	17	0,58	0,05	259,88	300	0,07	0,68	1,08	0,61	181,80	1,01	1,10	0,01	0,67	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
N175-N176	9	0,58	0,05	265,91	300	0,07	0,73	1,09	0,63	188,63	1,01	1,11	0,01	0,67	Vérifié
N176-N177	5	1,91	0,06	222,66	300	0,13	0,45	0,97	0,47	141,77	1,84	1,78	0,01	1,22	Vérifié
N177-N178	12	1,81	0,07	238,41	300	0,13	0,54	1,03	0,53	158,77	1,80	1,84	0,01	1,19	Vérifié
N178-N179	13	1,68	0,08	250,91	300	0,12	0,62	1,06	0,57	172,17	1,73	1,84	0,01	1,14	Vérifié
N179-82	13	2,20	0,09	249,76	300	0,14	0,62	1,06	0,57	170,95	1,98	2,10	0,01	1,31	Vérifié
N180-N181	28	1,35	0,03	179,70	300	0,11	0,26	0,84	0,35	103,59	1,55	1,30	0,01	1,03	Vérifié
N181-N182	23	0,90	0,04	219,47	300	0,09	0,44	0,96	0,46	138,41	1,27	1,21	0,01	0,84	Vérifié
N182-N183	29	0,99	0,05	238,57	300	0,09	0,54	1,03	0,53	158,94	1,33	1,36	0,01	0,88	Vérifié
N183-90	15	1,26	0,06	235,94	300	0,11	0,53	1,02	0,52	156,09	1,50	1,52	0,01	0,99	Vérifié
N190-N191	8	1,42	0,05	227,63	300	0,11	0,48	0,99	0,49	147,08	1,59	1,57	0,01	1,05	Vérifié
N191-N192	7	1,16	0,05	236,73	300	0,10	0,53	1,02	0,52	156,95	1,44	1,47	0,01	0,95	Vérifié
N192-N193	32	0,20	0,05	329,93	400	0,09	0,60	1,05	0,56	224,64	0,72	0,76	0,01	0,61	Vérifié
N193-N194	33	0,20	0,05	330,47	400	0,09	0,60	1,06	0,56	225,22	0,72	0,76	0,01	0,61	Vérifié
N194-N195	48	0,20	0,06	335,81	400	0,09	0,63	1,07	0,58	230,90	0,72	0,77	0,01	0,61	Vérifié
N195-N196	48	0,20	0,08	381,06	400	0,09	0,88	1,11	0,73	292,68	0,72	0,80	0,01	0,61	Vérifié
N196-N197	8	0,20	0,09	401,57	500	0,16	0,56	1,03	0,54	269,18	0,84	0,87	0,02	0,61	Vérifié
N197-76	20	0,20	0,10	406,43	500	0,16	0,58	1,04	0,55	274,41	0,84	0,88	0,02	0,61	Vérifié
N7-N8	33	0,20	0,01	174,72	300	0,04	0,24	0,83	0,33	100,11	0,60	0,50	0,00	0,61	Vérifié
N8-N9	24	0,20	0,03	263,79	300	0,04	0,71	1,09	0,62	186,17	0,60	0,65	0,00	0,61	Vérifié
N9-N10	49	0,81	0,05	245,57	300	0,09	0,59	1,05	0,55	166,48	1,20	1,26	0,01	0,80	Vérifié
N10-R17	32	0,81	0,06	261,30	300	0,09	0,69	1,09	0,61	183,36	1,20	1,31	0,01	0,80	Vérifié
N162-N163	41	1,36	0,03	181,90	300	0,11	0,26	0,85	0,35	105,17	1,55	1,32	0,01	1,03	Vérifié
N163-N164	20	1,14	0,03	192,68	300	0,10	0,31	0,87	0,38	113,41	1,42	1,24	0,01	0,94	Vérifié
N164-N165	18	1,19	0,07	259,43	300	0,10	0,68	1,08	0,60	181,31	1,46	1,58	0,01	0,96	Vérifié
N165-N166	33	0,24	0,04	280,50	300	0,05	0,84	1,11	0,70	209,33	0,65	0,72	0,00	0,63	Vérifié
N166-N167	28	1,44	0,07	243,83	300	0,11	0,58	1,04	0,55	164,61	1,60	1,67	0,01	1,06	Vérifié

Tronçon	Longueur m	Pente%	Q m^3/s	D Cal mm	DN mm	QPS m^3/s	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V(m/s)	0,1Qps (m3/s)	Vauto (m3/s)	Autocurage
N167-N168	34	0,64	0,07	291,27	300	0,08	0,93	1,12	0,77	232,12	1,07	1,20	0,01	0,71	Vérifié
N168-N169	29	1,45	0,08	261,57	300	0,11	0,70	1,09	0,61	183,67	1,61	1,75	0,01	1,06	Vérifié
N169-N170	25	1,02	0,16	366,35	400	0,21	0,79	1,10	0,67	266,90	1,64	1,80	0,02	1,08	Vérifié
N170-N171	6	1,01	0,18	379,48	400	0,20	0,87	1,11	0,72	289,40	1,63	1,81	0,02	1,08	Vérifié
N171-80	27	2,82	0,07	220,61	500	0,62	0,11	0,69	0,24	118,88	3,15	2,18	0,06	2,08	Vérifié
N184-N185	35	1,65	0,06	230,30	300	0,12	0,50	1,00	0,50	149,97	1,71	1,71	0,01	1,13	Vérifié
N185-N186	12	0,58	0,06	281,95	300	0,07	0,85	1,11	0,71	211,93	1,02	1,13	0,01	0,67	Vérifié
N186-N187	22	0,95	0,06	260,14	300	0,09	0,69	1,08	0,61	182,08	1,30	1,41	0,01	0,86	Vérifié
N187-N188	36	0,40	0,07	314,13	400	0,13	0,53	1,02	0,52	207,63	1,03	1,04	0,01	0,68	Vérifié
N188-N189	29	0,70	0,15	382,11	400	0,17	0,89	1,11	0,74	294,91	1,35	1,51	0,02	0,90	Vérifié
N189-72	28	1,55	0,28	414,07	500	0,46	0,61	1,06	0,57	282,57	2,33	2,47	0,05	1,54	Vérifié
N198-N199	26	0,24	0,12	428,60	500	0,18	0,67	1,08	0,60	298,07	0,92	0,99	0,02	0,61	Vérifié
N199-N200	11	0,24	0,12	432,72	500	0,18	0,68	1,08	0,61	302,54	0,92	1,00	0,02	0,61	Vérifié
N200-N201	42	0,24	0,13	436,65	500	0,18	0,70	1,09	0,61	306,89	0,92	1,00	0,02	0,61	Vérifié
N201-N202	30	0,24	0,13	440,52	500	0,18	0,72	1,09	0,62	311,29	0,92	1,00	0,02	0,61	Vérifié
N202-N203	5	0,24	0,13	444,33	500	0,18	0,73	1,09	0,63	315,76	0,92	1,00	0,02	0,61	Vérifié
N203-N204	67	0,24	0,14	448,09	500	0,18	0,75	1,10	0,64	320,37	0,92	1,01	0,02	0,61	Vérifié
N204-N205	94	0,24	0,14	451,80	500	0,18	0,77	1,10	0,65	325,13	0,92	1,01	0,02	0,61	Vérifié
N205-N206	27	0,24	0,14	455,46	500	0,18	0,78	1,10	0,66	330,09	0,92	1,01	0,02	0,61	Vérifié
N206-N207	80	0,24	0,14	459,07	500	0,18	0,80	1,10	0,67	335,29	0,92	1,01	0,02	0,61	Vérifié
N207-N208	39	0,24	0,15	462,63	500	0,18	0,82	1,10	0,68	340,77	0,92	1,01	0,02	0,61	Vérifié
N208-N209	31	0,24	0,15	466,15	500	0,18	0,83	1,11	0,69	346,56	0,92	1,02	0,02	0,61	Vérifié
N209-N210	69	0,24	0,15	469,63	500	0,18	0,85	1,11	0,71	352,69	0,92	1,02	0,02	0,61	Vérifié
N210-N211	34	0,24	0,16	473,06	500	0,18	0,87	1,11	0,72	359,20	0,92	1,02	0,02	0,61	Vérifié
N211-N212	42	0,24	0,16	476,45	500	0,18	0,88	1,11	0,73	366,09	0,92	1,02	0,02	0,61	Vérifié
N212-N213	44	0,24	0,16	479,80	500	0,18	0,90	1,11	0,75	373,40	0,92	1,02	0,02	0,61	Vérifié

Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage



Q_{ps1} : débit à pleine section
Q débit à évacuer

$$r_Q = \frac{Q}{Qps1} \qquad r_v = \frac{V}{Vps} \qquad \text{et} \qquad r_H = \frac{h}{\phi 1}$$

Dans l'ensemble ci-contre :

$r_Q = 0{,}40 \Rightarrow r_v = 0{,}95$ et $r_H = 0{,}42$

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
1-2	40	300	1,1	66,77	4,45	4,45	2,86	8,90	48,97	32,27
2-3	40	300	1,1	66,60	4,44	4,44	2,85	8,88	48,84	32,19
3-4	40	300	1,1	66,07	4,40	4,40	2,83	8,81	48,45	31,93
4-5	50	300	1,1	82,19	5,48	5,48	3,52	10,96	60,27	39,73
5-6	32	300	1,1	53,17	3,54	3,54	2,28	7,09	38,99	25,70
6-7	49	300	1,1	81,64	5,44	5,44	3,50	10,88	59,87	39,46
7-8	32	300	1,1	52,02	3,47	3,47	2,23	6,94	38,15	25,14
8-9	36	300	1,1	59,33	3,96	3,96	2,54	7,91	43,51	28,68
9-10	35	300	1,1	57,38	3,83	3,83	2,46	7,65	42,08	27,73
10-11	48	300	1,1	79,08	5,27	5,27	3,39	10,54	57,99	38,22
11-12	34	300	1,1	55,75	3,72	3,72	2,39	7,43	40,88	26,95
12-13	26	300	1,1	43,03	2,87	2,87	1,84	5,74	31,56	20,80
13-14	34	300	1,1	55,59	3,71	3,71	2,38	7,41	40,76	26,87
14-15	26	300	1,1	42,49	2,83	2,83	1,82	5,66	31,16	20,53
15-16	32	300	1,1	52,69	3,51	3,51	2,26	7,03	38,64	25,47
16-17	40	300	1,1	65,55	4,37	4,37	2,81	8,74	48,07	31,68
17-18	46	300	1,1	75,86	5,06	5,06	3,25	10,11	55,63	36,66
18-19	24	300	1,1	38,99	2,60	2,60	1,67	5,20	28,59	18,84
19-20	26	400	1,2	49,35	3,08	3,08	3,23	6,17	37,02	23,44
20-21	29	400	1,2	54,90	3,43	3,43	3,59	6,86	41,18	26,08
21-22	30	400	1,2	58,29	3,64	3,64	3,81	7,29	43,72	27,69
22-23	31	400	1,2	59,19	3,70	3,70	3,87	7,40	44,39	28,12
23-24	31	400	1,2	59,26	3,70	3,70	3,88	7,41	44,45	28,15
24-25	27	400	1,2	51,78	3,24	3,24	3,39	6,47	38,84	24,60
25-26	28	400	1,2	53,56	3,35	3,35	3,50	6,69	40,17	25,44
26-27	32	400	1,2	60,66	3,79	3,79	3,97	7,58	45,49	28,81

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
27-28	48	400	1,2	91,24	5,70	5,70	5,97	11,41	68,43	43,34
28-29	25	400	1,2	47,88	2,99	2,99	3,13	5,99	35,91	22,74
29-30	34	400	1,2	64,70	4,04	4,04	4,23	8,09	48,53	30,73
30-31	24	400	1,2	46,21	2,89	2,89	3,02	5,78	34,66	21,95
31-32	22	400	1,2	42,81	2,68	2,68	2,80	5,35	32,10	20,33
32-33	26	400	1,2	49,16	3,07	3,07	3,22	6,15	36,87	23,35
33-35	23	400	1,2	44,30	2,77	2,77	2,90	5,54	33,22	21,04
35-36	32	400	1,2	60,59	3,79	3,79	3,96	7,57	45,45	28,78
36-37	31	400	1,2	59,92	3,75	3,75	3,92	7,49	44,94	28,46
37-38	52	500	1,3	114,38	6,73	6,73	10,16	13,46	87,47	53,49
38-39	26	500	1,3	56,82	3,34	3,34	5,05	6,69	43,45	26,57
39-40	34	500	1,3	75,22	4,42	4,42	6,68	8,85	57,52	35,18
40-41	60	600	1,4	152,07	8,45	8,45	17,05	16,90	118,28	70,12
41-42	35	600	1,4	87,81	4,88	4,88	9,85	9,76	68,29	40,49
42-43	50	600	1,4	126,76	7,04	7,04	14,22	14,08	98,59	58,45
43-44	22	600	1,4	55,93	3,11	3,11	6,27	6,21	43,50	25,79
44-45	27	600	1,4	68,21	3,79	3,79	7,65	7,58	53,05	31,45
45-46	32	800	1,6	97,32	5,12	5,12	16,08	10,24	76,83	44,31
46-48	9	800	1,6	27,16	1,43	1,43	4,49	2,86	21,45	12,37
48-49	43	800	1,6	131,12	6,90	6,90	21,67	13,80	103,51	59,69
49-50	35	800	1,6	106,26	5,59	5,59	17,56	11,19	83,89	48,38
50-51	36	800	1,6	108,84	5,73	5,73	17,99	11,46	85,93	49,55
51-52	38	800	1,6	116,92	6,15	6,15	19,32	12,31	92,30	53,23
52-53	50	800	1,6	151,54	7,98	7,98	25,04	15,95	119,63	68,99
53-54	52	800	1,6	158,54	8,34	8,34	26,20	16,69	125,17	72,18
54-55	33	800	1,6	99,84	5,25	5,25	16,50	10,51	78,82	45,45

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
55-56	40	800	1,6	120,81	6,36	6,36	19,96	12,72	95,37	55,00
56-57	30	800	1,6	92,70	4,88	4,88	15,32	9,76	73,18	42,20
57-58	39	800	1,6	118,63	6,24	6,24	19,61	12,49	93,66	54,01
58-59	29	800	1,6	87,11	4,58	4,58	14,40	9,17	68,77	39,66
59-61	50	800	1,6	152,19	8,01	8,01	25,15	16,02	120,15	69,29
61-62	28	1000	1,8	112,16	5,10	5,10	22,23	10,20	91,77	49,45
62-63	26	1000	1,8	102,93	4,68	4,68	20,40	9,36	84,21	45,38
63-64	28	1000	1,8	112,18	5,10	5,10	22,24	10,20	91,79	49,46
64-65	34	1000	1,8	133,47	6,07	6,07	26,46	12,13	109,20	58,85
65-66RDVO1	18	1000	1,8	70,39	3,20	3,20	13,95	6,40	57,59	31,04
66RDVO1-67	18	400	1,2	34,76	2,17	2,17	2,27	4,34	26,07	16,51
67-68	12	800	1,6	0,26	0,01	0,01	0,04	0,03	0,21	0,12
68-69	12	800	1,6	37,38	1,97	1,97	6,18	3,93	29,51	17,02
69-70	39	800	1,6	118,88	6,26	6,26	19,65	12,51	93,86	54,12
70-71	32	800	1,6	97,34	5,12	5,12	16,09	10,25	76,85	44,32
71-72	43	800	1,6	129,99	6,84	6,84	21,48	13,68	102,62	59,18
72-73	26	800	1,6	77,67	4,09	4,09	12,84	8,18	61,32	35,36
73-74	33	800	1,6	101,70	5,35	5,35	16,81	10,71	80,29	46,30
74-75	45	1000	1,8	178,45	8,11	8,11	35,38	16,22	146,01	78,68
75-76	55	1000	1,8	218,34	9,92	9,92	43,28	19,85	178,64	96,27
76-77	44	1000	1,8	173,34	7,88	7,88	34,36	15,76	141,82	76,43
77-78	50	1000	1,8	197,70	8,99	8,99	39,19	17,97	161,75	87,17
78-79	48	1000	1,8	191,02	8,68	8,68	37,87	17,37	156,29	84,22
79-80	6	1000	1,8	21,95	1,00	1,00	4,35	2,00	17,96	9,68
80-81	34	1000	1,8	133,54	6,07	6,07	26,47	12,14	109,26	58,88
81-82	46	1000	1,8	182,13	8,28	8,28	36,10	16,56	149,01	80,30

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
82-83	25	800	1,6	75,42	3,97	3,97	12,46	7,94	59,55	34,34
83-84	31	800	1,6	95,18	5,01	5,01	15,73	10,02	75,14	43,33
84-85	46	800	1,6	140,06	7,37	7,37	23,15	14,74	110,58	63,77
85-86	9	800	1,6	27,16	1,43	1,43	4,49	2,86	21,44	12,36
86-87	33	1000	1,8	131,79	5,99	5,99	26,12	11,98	107,83	58,11
87-88	36	1000	1,8	141,86	6,45	6,45	28,12	12,90	116,07	62,55
88-89	39	1000	1,8	153,15	6,96	6,96	30,36	13,92	125,31	67,53
89-90	41	800	1,6	124,17	6,54	6,54	20,52	13,07	98,03	56,53
90-91	38	1000	1,8	151,89	6,90	6,90	30,11	13,81	124,28	66,97
91-92	24	800	1,6	73,83	3,89	3,89	12,20	7,77	58,28	33,61
92-93	24	1000	1,8	96,22	4,37	4,37	19,07	8,75	78,72	42,42
93-94	12	1000	1,8	45,80	2,08	2,08	9,08	4,16	37,48	20,20
94-96	18	1200	2	87,77	3,51	3,51	19,84	7,02	73,72	37,74
96-RDVO2	6	1200	2	29,00	1,16	1,16	6,56	2,32	24,36	12,47
R1-R2	29	300	1,1	48,08	3,21	3,21	2,06	6,41	35,26	23,24
R2-R3	39	300	1,1	63,57	4,24	4,24	2,72	8,48	46,62	30,72
R3-R5	46	400	1,2	87,42	5,46	5,46	5,72	10,93	65,56	41,52
R5-R6	37	500	1,3	81,52	4,80	4,80	7,24	9,59	62,34	38,12
R6-R7	34	600	1,4	86,04	4,78	4,78	9,65	9,56	66,92	39,67
R7-R8	34	600	1,4	84,61	4,70	4,70	9,49	9,40	65,81	39,02
R8-R9	31	800	1,6	94,26	4,96	4,96	15,58	9,92	74,41	42,91
R9-R10	27	800	1,6	81,17	4,27	4,27	13,41	8,54	64,08	36,95
R10-R12	12	800	1,6	35,17	1,85	1,85	5,81	3,70	27,76	16,01
R12-R13	9	800	1,6	26,48	1,39	1,39	4,38	2,79	20,91	12,06
R13-R15	71	800	1,6	216,92	11,42	11,42	35,85	22,83	171,25	98,76
R15-R16	28	800	1,6	84,18	4,43	4,43	13,91	8,86	66,46	38,33

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
R16-R17	44	800	1,6	133,20	7,01	7,01	22,01	14,02	105,15	60,64
R17-R18	19	800	1,6	58,56	3,08	3,08	9,68	6,16	46,23	26,66
66RDVO1-N1	13	800	1,6	40,08	2,11	2,11	6,62	4,22	31,64	18,25
N1-N2	32	800	1,6	95,81	5,04	5,04	15,83	10,08	75,64	43,62
N2-N3	46	800	1,6	141,28	7,44	7,44	23,35	14,87	111,53	64,32
N3-N4	24	800	1,6	71,47	3,76	3,76	11,81	7,52	56,43	32,54
N4-N5	23	800	1,6	71,05	3,74	3,74	11,74	7,48	56,09	32,34
N5-N6	13	800	1,6	38,39	2,02	2,02	6,34	4,04	30,31	17,48
N116-N117	44	300	1,1	72,73	4,85	4,85	3,11	9,70	53,34	35,15
N117-40	14	300	1,1	23,65	1,58	1,58	1,01	3,15	17,35	11,43
N78-N79	26	300	1,1	42,69	2,85	2,85	1,83	5,69	31,30	20,63
N79-28	21	300	1,1	35,05	2,34	2,34	1,50	4,67	25,70	16,94
N75-N76	44	300	1,1	72,75	4,85	4,85	3,12	9,70	53,35	35,16
N76-30	23	300	1,1	37,22	2,48	2,48	1,59	4,96	27,30	17,99
N68-N69	26	300	1,1	43,12	2,87	2,87	1,85	5,75	31,62	20,84
N69-N70	28	300	1,1	46,75	3,12	3,12	2,00	6,23	34,28	22,59
N70-35	15	300	1,1	24,23	1,62	1,62	1,04	3,23	17,77	11,71
N80-N81	18	300	1,1	30,25	2,02	2,02	1,30	4,03	22,18	14,62
N81-N82	23	300	1,1	38,08	2,54	2,54	1,63	5,08	27,93	18,41
N82-N83	19	300	1,1	31,85	2,12	2,12	1,36	4,25	23,36	15,40
#REF!	26	300	1,1	42,63	2,84	2,84	1,83	5,68	31,26	20,60
N84-N85	22	300	1,1	36,56	2,44	2,44	1,57	4,87	26,81	17,67
N85-N86	19	300	1,1	32,10	2,14	2,14	1,37	4,28	23,54	15,52
N86-N87	35	300	1,1	57,70	3,85	3,85	2,47	7,69	42,31	27,89
N87-44	14	300	1,1	23,54	1,57	1,57	1,01	3,14	17,26	11,38
N88-N87	32	300	1,1	53,36	3,56	3,56	2,28	7,11	39,13	25,79

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
N100-N101	33	300	1,1	54,55	3,64	3,64	2,34	7,27	40,00	26,36
N101-N104	14	300	1,1	23,76	1,58	1,58	1,02	3,17	17,43	11,49
N104-N114	24	300	1,1	39,23	2,62	2,62	1,68	5,23	28,77	18,96
N114-N115	5	300	1,1	7,91	0,53	0,53	0,34	1,05	5,80	3,82
N115-N119	14	300	1,1	23,12	1,54	1,54	0,99	3,08	16,95	11,17
N119-N120	25	300	1,1	41,07	2,74	2,74	1,76	5,48	30,12	19,85
N120-N121	27	400	1,2	52,72	3,30	3,30	3,45	6,59	39,54	25,04
N121-N122	17	400	1,2	33,40	2,09	2,09	2,18	4,17	25,05	15,86
N122-N123	15	400	1,2	29,34	1,83	1,83	1,92	3,67	22,00	13,94
N123-61	40	300	1,1	65,80	4,39	4,39	2,82	8,77	48,25	31,80
N71-N72	27	300	1,1	45,19	3,01	3,01	1,93	6,02	33,14	21,84
N72-N73	3	300	1,1	5,64	0,38	0,38	0,24	0,75	4,13	2,72
N73-N74	16	300	1,1	27,02	1,80	1,80	1,16	3,60	19,81	13,06
N74-33	6	300	1,1	10,41	0,69	0,69	0,45	1,39	7,63	5,03
t.318-t.318 (2)	9	300	1,1	14,23	0,95	0,95	0,61	1,90	10,44	6,88
t.318 (2)-48	19	300	1,1	30,54	2,04	2,04	1,31	4,07	22,39	14,76
N90-N91	8	300	1,1	12,93	0,86	0,86	0,55	1,72	9,48	6,25
N91-52	36	300	1,1	59,98	4,00	4,00	2,57	8,00	43,98	28,99
N93-N93-1	34	300	1,1	56,87	3,79	3,79	2,44	7,58	41,71	27,49
N93-1-N94	39	300	1,1	64,84	4,32	4,32	2,78	8,65	47,55	31,34
N94-56	41	300	1,1	68,03	4,54	4,54	2,91	9,07	49,89	32,88
N95-N96	23	300	1,1	37,83	2,52	2,52	1,62	5,04	27,74	18,28
N96-N98	28	300	1,1	45,43	3,03	3,03	1,95	6,06	33,32	21,96
N98-N99	32	300	1,1	52,80	3,52	3,52	2,26	7,04	38,72	25,52
N99-58	69	300	1,1	113,26	7,55	7,55	4,85	15,10	83,06	54,74
N127-N128	39	300	1,1	64,75	4,32	4,32	2,77	8,63	47,49	31,30

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
N128-N129	34	300	1,1	56,46	3,76	3,76	2,42	7,53	41,40	27,29
N129-N130	62	300	1,1	102,88	6,86	6,86	4,41	13,72	75,45	49,73
N130-68	62	300	1,1	101,88	6,79	6,79	4,36	13,58	74,71	49,24
N124-N126	61	300	1,1	99,94	6,66	6,66	4,28	13,33	73,29	48,31
N126-67	52	300	1,1	85,31	5,69	5,69	3,65	11,37	62,56	41,23
N131-N132	56	300	1,1	91,92	6,13	6,13	3,94	12,26	67,40	44,43
N132-N134	27	300	1,1	44,90	2,99	2,99	1,92	5,99	32,92	21,70
N134-70	13	300	1,1	22,27	1,48	1,48	0,95	2,97	16,33	10,77
N18-N39	24	300	1,1	40,38	2,69	2,69	1,73	5,38	29,61	19,52
N39-N40	11	300	1,1	17,77	1,18	1,18	0,76	2,37	13,03	8,59
N40-N53	6	300	1,1	10,41	0,69	0,69	0,45	1,39	7,63	5,03
N53-N54	2	300	1,1	3,38	0,23	0,23	0,14	0,45	2,48	1,64
N54-N55	57	300	1,1	93,47	6,23	6,23	4,00	12,46	68,54	45,18
N55-N56	34	300	1,1	56,71	3,78	3,78	2,43	7,56	41,58	27,41
N56-N57	42	300	1,1	69,11	4,61	4,61	2,96	9,21	50,68	33,40
N57-N58	48	300	1,1	79,12	5,27	5,27	3,39	10,55	58,02	38,24
N58-N59	23	300	1,1	37,20	2,48	2,48	1,59	4,96	27,28	17,98
N59-R5	53	300	1,1	86,67	5,78	5,78	3,71	11,56	63,56	41,89
R3-N60	15	300	1,1	24,34	1,62	1,62	1,04	3,25	17,85	11,77
R12-N62	8	300	1,1	13,61	0,91	0,91	0,58	1,81	9,98	6,58
N62-N63	36	300	1,1	58,77	3,92	3,92	2,52	7,84	43,10	28,41
R15-N65	28	400	1,2	54,38	3,40	3,40	3,56	6,80	40,78	25,83
N65-N66	20	300	1,1	33,16	2,21	2,21	1,42	4,42	24,32	16,03
N66-N67	17	300	1,1	28,86	1,92	1,92	1,24	3,85	21,16	13,95
N64-R15	11	300	1,1	18,04	1,20	1,20	0,77	2,41	13,23	8,72
N61-R12	14	300	1,1	23,75	1,58	1,58	1,02	3,17	17,41	11,48

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
R12-N89	62	300	1,1	102,07	6,80	6,80	4,37	13,61	74,85	49,33
N89-48	6	400	1,2	11,92	0,74	0,74	0,78	1,49	8,94	5,66
N135-N136	13	400	1,2	24,11	1,51	1,51	1,58	3,01	18,08	11,45
N136-N138	15	400	1,2	29,55	1,85	1,85	1,93	3,69	22,16	14,04
N138-N139	22	400	1,2	41,35	2,58	2,58	2,71	5,17	31,01	19,64
N139-N140	26	400	1,2	49,51	3,09	3,09	3,24	6,19	37,13	23,52
N140-N141	15	300	1,1	24,22	1,61	1,61	1,04	3,23	17,76	11,70
N141-N143	56	300	1,1	92,36	6,16	6,16	3,95	12,31	67,73	44,64
N143-74	20	400	1,2	37,59	2,35	2,35	2,46	4,70	28,20	17,86
N152-N153	31	400	1,2	59,41	3,71	3,71	3,89	7,43	44,56	28,22
N153-N154	21	400	1,2	40,24	2,52	2,52	2,63	5,03	30,18	19,11
N154-N158	27	400	1,2	51,30	3,21	3,21	3,36	6,41	38,48	24,37
N158-N160	26	400	1,2	49,06	3,07	3,07	3,21	6,13	36,80	23,30
N160-77	13	400	1,2	25,85	1,62	1,62	1,69	3,23	19,39	12,28
N144-N145	25	400	1,2	47,09	2,94	2,94	3,08	5,89	35,32	22,37
N145-N147	33	400	1,2	63,05	3,94	3,94	4,12	7,88	47,29	29,95
N147-N149	29	400	1,2	55,01	3,44	3,44	3,60	6,88	41,25	26,13
N149-N150	24	400	1,2	45,21	2,83	2,83	2,96	5,65	33,91	21,48
N150-N151	16	400	1,2	31,55	1,97	1,97	2,06	3,94	23,66	14,99
N151-75	21	400	1,2	39,95	2,50	2,50	2,61	4,99	29,96	18,97
N172-N173	24	300	1,1	39,38	2,63	2,63	1,69	5,25	28,88	19,03
N173-N174	19	300	1,1	32,14	2,14	2,14	1,38	4,28	23,57	15,53
N174-N175	17	300	1,1	27,78	1,85	1,85	1,19	3,70	20,38	13,43
N175-N176	9	300	1,1	15,13	1,01	1,01	0,65	2,02	11,10	7,32
N176-N177	5	300	1,1	8,78	0,59	0,59	0,38	1,17	6,44	4,24
N177-N178	12	300	1,1	19,92	1,33	1,33	0,85	2,66	14,60	9,63

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
N178-N179	13	300	1,1	22,09	1,47	1,47	0,95	2,95	16,20	10,68
N179-82	13	300	1,1	21,95	1,46	1,46	0,94	2,93	16,10	10,61
N180-N181	28	300	1,1	46,53	3,10	3,10	1,99	6,20	34,12	22,49
N181-N182	23	300	1,1	37,53	2,50	2,50	1,61	5,00	27,52	18,14
N182-N183	29	300	1,1	47,70	3,18	3,18	2,04	6,36	34,98	23,06
N183-90	15	300	1,1	25,14	1,68	1,68	1,08	3,35	18,44	12,15
N190-N191	8	300	1,1	12,45	0,83	0,83	0,53	1,66	9,13	6,02
N191-N192	7	300	1,1	12,09	0,81	0,81	0,52	1,61	8,86	5,84
N192-N193	32	400	1,2	61,12	3,82	3,82	4,00	7,64	45,84	29,03
N193-N194	33	400	1,2	63,92	3,99	3,99	4,18	7,99	47,94	30,36
N194-N195	48	400	1,2	91,30	5,71	5,71	5,97	11,41	68,47	43,37
N195-N196	48	400	1,2	91,33	5,71	5,71	5,97	11,42	68,50	43,38
N196-N197	8	500	1,3	18,56	1,09	1,09	1,65	2,18	14,19	8,68
N197-76	20	500	1,3	44,95	2,64	2,64	3,99	5,29	34,38	21,02
N7-N8	33	300	1,1	54,24	3,62	3,62	2,32	7,23	39,78	26,22
N8-N9	24	300	1,1	39,83	2,66	2,66	1,71	5,31	29,21	19,25
N9-N10	49	300	1,1	81,36	5,42	5,42	3,48	10,85	59,67	39,33
N10-R17	32	300	1,1	52,79	3,52	3,52	2,26	7,04	38,71	25,51
N162-N163	41	300	1,1	67,39	4,49	4,49	2,89	8,99	49,42	32,57
N163-N164	20	300	1,1	32,58	2,17	2,17	1,39	4,34	23,89	15,75
N164-N165	18	300	1,1	30,01	2,00	2,00	1,29	4,00	22,01	14,51
N165-N166	33	300	1,1	54,17	3,61	3,61	2,32	7,22	39,72	26,18
N166-N167	28	300	1,1	46,38	3,09	3,09	1,99	6,18	34,01	22,42
N167-N168	34	300	1,1	56,01	3,73	3,73	2,40	7,47	41,08	27,07
N168-N169	29	300	1,1	48,66	3,24	3,24	2,08	6,49	35,68	23,52
N169-N170	25	400	1,2	47,05	2,94	2,94	3,08	5,88	35,29	22,35

Tronçon	Longueur m	DN	B	Vd	Vdcv	Vls	Vcond	Ve	Vr	Vexe
N170-N171	6	400	1,2	11,60	0,72	0,72	0,76	1,45	8,70	5,51
N171-80	27	500	1,3	59,06	3,47	3,47	5,24	6,95	45,16	27,62
N184-N185	35	300	1,1	58,25	3,88	3,88	2,49	7,77	42,72	28,15
N185-N186	12	300	1,1	19,68	1,31	1,31	0,84	2,62	14,43	9,51
N186-N187	22	300	1,1	36,79	2,45	2,45	1,58	4,90	26,98	17,78
N187-N188	36	400	1,2	69,51	4,34	4,34	4,55	8,69	52,13	33,02
N188-N189	29	400	1,2	55,48	3,47	3,47	3,63	6,94	41,61	26,35
N189-72	28	500	1,3	61,53	3,62	3,62	5,46	7,24	47,05	28,77
N198-N199	26	500	1,3	57,32	3,37	3,37	5,09	6,74	43,83	26,81
N199-N200	11	500	1,3	23,86	1,40	1,40	2,12	2,81	18,24	11,16
N200-N201	42	500	1,3	93,63	5,51	5,51	8,31	11,02	71,60	43,79
N201-N202	30	500	1,3	66,44	3,91	3,91	5,90	7,82	50,81	31,07
N202-N203	5	500	1,3	11,03	0,65	0,65	0,98	1,30	8,44	5,16
N203-N204	67	500	1,3	147,36	8,67	8,67	13,09	17,34	112,69	68,91
N204-N205	94	500	1,3	206,90	12,17	12,17	18,37	24,34	158,22	96,76
N205-N206	27	500	1,3	60,76	3,57	3,57	5,40	7,15	46,46	28,41
N206-N207	80	500	1,3	177,62	10,45	10,45	15,77	20,90	135,83	83,06
N207-N208	39	500	1,3	86,61	5,09	5,09	7,69	10,19	66,23	40,50
N208-N209	31	500	1,3	67,59	3,98	3,98	6,00	7,95	51,69	31,61
N209-N210	69	500	1,3	153,45	9,03	9,03	13,63	18,05	117,35	71,76
N210-N211	34	500	1,3	74,64	4,39	4,39	6,63	8,78	57,08	34,91
N211-N212	42	500	1,3	92,17	5,42	5,42	8,19	10,84	70,49	43,10