

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU



FACULTÉ DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
Département d'Hydraulique

Filière : Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté pour Obtenir le Diplôme de Master

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Thème

*Dimensionnement du réseau d'assainissement de la partie ouest de
la ville de Tizirt wilaya de Tizi Ouzou*

Réalisé par :

Mr BOUDEFOUA Nacereddine

Mr SISSANI Toufik

Encadré Par :

Mme IGROUFA Meriem

Soutenu le 01/07/2024

Remerciements

Avant de commencer ce mémoire, nous tenons à remercier « DIEU » de nous avoir donné le courage et la volonté de mener à terme ce présent travail.

Nos remerciements s'adressent également à notre promotrice, Mme IGROUFA Meriem tuteur de notre PFE, pour avoir rempli parfaitement ce rôle et pour les orientations précieuses dont elle nous a fait part.

Nous tenons à remercier également Monsieur ZAMOUM Said pour son aide précieuse pour la réalisation de ce mémoire et tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont participé à notre formation.

Enfin, nous remercions l'ensemble du jury pour leur temps consacré à la lecture et à l'examen de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents

Qui m'ont soutenue durant toutes ces années

De formation.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute la famille SISSANI

A tous mes amis et mes proches.

Et a toute la promotion 2023/2024 de

L'hydraulique

Sissani Toufik

Dédicace

A ma mère, Elle m'a donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir.

Tout ce que je peux lui offrir ne pourrait exprimer l'amour

Et la reconnaissance que je porte pour elle.

Je lui offre ce modeste travail pour la remercier pour ces sacrifices

Et pour l'affection dont elle m'a toujours entourée.

A mon père,

L'épaule solide, l'œil attentive compréhensive.

Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiment, que Dieu te

Préserve et te procure santé et longue vie

*À mes frères Fidèle compagnon dans les moments les plus délicats de cette vie
mystérieuse*

À mes sœurs leur soutiens, et leur encouragements.

*À mes chers amis d'études merci de m'avoir soutenue à travers cette aventure.
Votre amitié a rendu cette expérience inoubliable.*

Avec tout mon amour et ma reconnaissance

Nacereddine

Résumé

Afin d'améliorer le fonctionnement du réseau d'assainissement de la partie ouest de la ville de Tizirt et de répondre aux besoins présents et futurs, il est urgent de réaliser un diagnostic basé sur des connaissances solides en hydraulique. Ce diagnostic est essentiel pour détecter les anomalies à temps et proposer des solutions appropriées, garantissant ainsi l'efficacité et la durabilité du système d'assainissement. Notre étude a révélé plusieurs défis auxquels le réseau est confronté, nécessitant des corrections et des améliorations pour assurer son fonctionnement optimal pour évacuer les eaux usées et pluviales. Les solutions envisagées incluent l'augmentation de la capacité des collecteurs, l'amélioration de l'infrastructure existante et la mise en place de dispositifs de gestion des eaux pluviales. Ces mesures sont indispensables pour réduire les risques d'inondations et améliorer la qualité de vie des habitants de Tizirt.

Mot clés ; assainissement, diagnostic, eaux usées, eaux pluviales, rejet, dimensionnement.

Summary

To improve the functioning of the sanitation network in the western part of the city of Tizirt and to meet present and future needs, it is urgent to carry out a diagnosis based on solid knowledge in hydraulics. This diagnosis is essential to detect anomalies in a timely manner and propose appropriate solutions, thus ensuring the efficiency and durability of the sanitation system. Our study revealed several challenges faced by the network, necessitating corrections and improvements to ensure its optimal operation to evacuate wastewater and stormwater. The proposed solutions include increasing the capacity of collectors, improving the existing infrastructure, and implementing stormwater management systems. These measures are essential to reduce the risk of flooding and enhance the quality of life for the residents of Tizirt.

Keywords: sanitation, diagnosis, wastewater, storm water, discharge, sizing.

ملخص المذكرة:

من أجل تحسين أداء شبكة الصرف الصحي في الجزء الغربي من مدينة تيقزيرت وتلبية الاحتياجات الحالية والمستقبلية، من الضروري إجراء تشخيص قائم على معرفة قوية في مجال الهيدروليك. هذا التشخيص ضروري لاكتشاف الشوائب في الوقت المناسب واقتراح حلول مناسبة، مما يضمن كفاءة واستدامة نظام الصرف الصحي.

كشفت دراستنا عن عدة تحديات تواجهها الشبكة مما يتطلب إصلاحات وتحسينات لضمان عملها الأمثل لتصريف المياه العادمة ومياه الأمطار. تشمل الحلول المقترحة زيادة قدرة قنوات الصرف، تحسين البنية التحتية الحالية وإنشاء أنظمة لإدارة مياه الأمطار. هذه الإجراءات ضرورية لتقليل مخاطر الفيضانات وتحسين جودة حياة سكان تيقزيرت.

الكلمات الافتتاحية: الصرف الصحي، التشخيص، المياه العادمة، مياه الأمطار، التصريف، التحديد الأمثل

Table des matières

Introduction Générale	01
-----------------------------	----

Chapitre I : Généralités sur les réseaux d'assainissement urbains

I.1	Introduction.....	02
I.2	Classification des eaux à évacuer	02
I.2.1	Eaux de ruissellement	02
I.2.2	Eaux usées domestiques.....	02
I.2.3	Eaux usées industrielles	02
I.3	Différents types d'assainissement	03
I.3.1	L'assainissement collectif.....	03
I.3.2	L'assainissement non collectif.....	04
I.4	Systèmes d'assainissement	04
I.4.1	Système unitaire.....	04
I.4.2	Système séparatif	05
I.4.3	Système pseudo-séparatif.....	05
I.5	Choix du système d'assainissement	06
I.5.1	Nature et quantité des eaux à évacuer.....	06
I.5.2	Topographie du terrain.....	06
I.5.3	Densité de la population.....	06
I.5.4	Contraintes environnementales	06
I.5.5	Coûts	07
I.5.6	Schéma directeur d'assainissement.....	07
I.6	Différents schémas d'évacuation.....	07
I.6.1	Schéma perpendiculaire	07
I.6.2	Schéma par déplacement latéral.....	07
I.6.3	Schéma transversal ou oblique.....	08
I.6.4	Schéma par zone étagée	08
I.6.5	Schéma radial.....	08
I.7	Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement	09
I.7.1	Ouvrages principaux	09
I.7.2	Ouvrages annexes	11

I.7.3	Les contraintes en assainissement.....	14
I.8	Conclusion	15

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude et diagnostic du réseau d'assainissement

Chapitre II :	15
II.1	Introduction	16
II.2	Situation géographique de la commune de Tizirt	16
II.3	Situation démographique	17
II.4	Topographie du terrain	17
II.5	Situation climatique.....	18
II.6	Urbanisme et infrastructures.....	18
II.6.1	Présentation de la zone d'extension POS ZHUN OUEST	19
II.6.2	Présentation du réseau d'assainissement actuel	20
II.7	Les collecteurs	21
II.7.1	Collecteur DN 600	21
II.7.2	Collecteur DN 2 x 700 - DN 1200	21
II.7.3	Le collecteur DN 600 – DN 800 – DN 200 – DN 600.....	22
II.8	Diagnostic du réseau d'assainissement.....	23
II.8.1	Diagnostic physique	23
II.9	Conclusion	27

CHAPITRE III : Estimation des débits des eaux pluviales

III.1	Introduction	27
III.2	Méthodes utilisées pour l'estimation des débits des eaux pluviales.....	27
III.2.1	Méthode rationnelle.....	27
III.2.2	Méthode superficielle (Caquot).....	27
III.3	Méthodologie pour l'estimation des débits des eaux pluviales par la méthode rationnelle ..	28
III.4	Étude hydrologique	29
III.4.1	Généralités sur les précipitations.....	29
III.4.2	Présentation de la station.....	29
III.4.3	Analyse statistique des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	30
III.5	Choix de la loi d'ajustement.....	31

III.5.1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (méthodes des moments)	32
III.5.2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Maximum des vraisemblance)	33
III.5.3	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)	34
III.5.4	Choix de la loi d'ajustement	35
III.5.5	Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée 15 minutes et de période de retour de 10 ans	35
III.6	Délimitations des sous bassins	36
III.6.1	Définition d'un sous bassin	37
III.6.2	Choix du découpage des sous bassins	37
III.7	Définition de ruissellement	37
III.7.1	Définition de coefficient de ruissellement	38
III.7.2	Choix de coefficient de ruissellement	38
III.8	Paramètres descriptifs et calcul des débits pluviaux dessous bassins	39
III.8.1	La zone d'étude	39
III.8.2	Le village Cheurfa	40
III.9	Conclusion	41

Chapitre IV :

Évaluation des débits des eaux usées à évacuer

IV.1	Introduction	42
IV.2	Méthodologie d'estimation des débits d'eaux usées	42
IV.2.1	Débit d'eau usée total	42
IV.2.2	Débit des eaux usés de chaque sous bassin	43
IV.3	Évaluation des débits des eaux usées de la partie ouest de la ville de Tigzirt (Zone d'étude) Erreur ! Signet non défini.	
IV.3.1	Évaluation de la population	43
	<input type="checkbox"/> Les Paries A et B (alimenté par ; réservoir R2x800 m ³ R 500 m ³)	45
	<input type="checkbox"/> La Partie C (zone d'extension au sud de la zone d'étude)	45
IV.3.2	Évaluation du débit moyen journalier rejeté	46
IV.3.3	Détermination de débit de pointe Q_{pte}	46
IV.3.4	Résultat de calcul de débit total des eaux usées de la zone d'étude	47
IV.4	Évaluation des débits d'eaux usées du village Cheurfa	47
IV.4.1	Estimation de nombre d'habitants du village Cheurfa	47
IV.4.2	Évaluation du débit moyen journalier rejeté	48
IV.4.3	Détermination de débit de pointe Q_{pte}	49

IV.4.4	Résultat de calcul de débit total des eaux usées du village Cheurfa.....	49
IV.4.5	Estimation de débit total des eaux usées acheminée par le réseau d'assainissement	49
IV.4.6	Estimation des débits des eaux usées dans les sous bassins	49
IV.5	Conclusion.....	52

Chapitre V :

Vérification et dimensionnement des collecteurs du réseau d'assainissement

V.1	Introduction	53
V.2	Contexte et Objectifs	53
V.2.1	Nécessité du redimensionnement	53
V.2.2	Objectif Principal.....	53
V.3	Méthodologie Générale	54
V.4	Premier diagnostic fonctionnel de réseau d'assainissement.....	54
V.4.1	Estimation des débits à évacuer pour les différents tronçons	55
V.4.1.1	Formules et Méthodes Utilisées	55
1.	Estimation de débit à évacuer par chaque tronçon	55
2.	Détermination des débits cumulés	55
V.4.1.2	Débits estimés pour les différents tronçons du réseau	55
V.4.2	Vérification des paramètres hydraulique du réseau existant	56
V.4.2.1	Hypothèses	56
V.4.2.2	Formules utilisés	56
V.4.2.3	Etapas de calcul de diamètre normalisé	57
V.4.3	Application sur le réseau existant.....	59
V.4.3.1	Analyse des Résultats de vérification.....	59
V.4.3.2	Recommandations	60
V.5	Mesures pour réduire les anomalies de réseau	61
V.5.1	Dimensionnement de déversoirs d'orage	61
V.5.1.1	Localisation des déversoirs d'orage	62
V.5.1.2	Mode de calcul	62
V.5.1.3	Résultats de dimensionnements des déversoirs d'orages.....	63
V.6	Deuxième vérification fonctionnelle du réseau existant et détection des tronçons sous dimensionnés	64
V.6.1	Analyses des résultats	64

V.7	Correction des tronçons sous-dimensionnés et gestion des risques d'Érosion	65
V.7.1	Correction des tronçons sous-dimensionnés.....	65
V.7.1.1	Remplacement des tronçons.....	65
V.7.1.2	Dédoublage des Tronçons.....	69
V.7.2	Gestion de risque d'érosion	70
V.8	Conclusion.....	70

Chapitre VI :

Gestion des eaux pluviales pour la prévention des inondations urbaines

VI.1	Introduction	71
VI.2	Cause des inondations urbaines.....	71
VI.3	Conséquences des inondations dans le milieu urbain	72
VI.4	Étapes de la gestion des eaux pluviales.....	73
VI.5	Mesures pour gérer les eaux pluviales et diminuer le risque d'inondation.....	74
VI.5.1	Limiter l'imperméabilisation du sol	74
VI.5.2	Favoriser l'infiltration.....	74
VI.5.3	Récupérer les eaux pluviales	76
VI.5.4	La conception des réseaux	76
VI.5.5	Gérer les volumes d'eaux pluviales.....	76
VI.5.5.1	Stockage des eaux pluviales	77
VI.5.5.2	Régulation des débits pluviaux.....	78
VI.6	Conclusion.....	78
	Conclusion générale	79
	Références bibliographiques	80

Annexes

Résumé

Liste des figures

Figure I. 1 : l'assainissement collectif .	3
Figure I. 2 : l'assainissement individuel.	4
Figure I. 3 : Schéma des réseaux en système unitaire et en séparatif.	5
Figure I. 4 : Système mixte pseudo-séparatif.	6
Figure I. 5 : schéma perpendiculaire au cours d'eau.	7
Figure I. 6 : Schéma par déplacement latéral.	7
Figure I. 7 : Schéma transversal ou oblique.	8
Figure I. 8 : Schéma par zone étagée.	8
Figure I. 9 : Schéma radial.	9
Figure I. 10 : branchement simple	12
Figure I. 11 : caniveaux à grille.	12
Figure I. 12 : Bouches d'égout.	13
Figure I. 13 : Déversoir d'orage.	14
Figure II. 1 : Limites géographiques de la commune de Tizirt.	16
Figure II. 2 : Délimitation de la zone d'étude.	17
Figure II. 3 : carte topographique de Tizirt [www.opentopomap.org].	18
Figure II. 4 : présentation de la zone d'extension.	18
Figure II. 5 : répartition et nombre des logements pour le POS ZHUN Ouest.	19
Figure II. 6 : division de l'aire d'étude selon la structure du réseau.	20
Figure II. 7 : tracé en plan du collecteur Est en DN600.	20
Figure II. 8 : tracé en plan du collecteur centre en DN 2 x 700 – DN 1200.	21
Figure II. 9 : tracé en plan du collecteur centre en DN 600.	21
Figure II. 11 : regard sur le collecteur 2 x 700.	22
Figure II. 10 : représentation du réseau selon la répartition des diamètres.	22
Figure II. 12 : regards sur le collecteur DN 300	23
Figure II. 13 : avaloirs en mauvais état.	23
Figure II. 14 : état des canaux dans la zone d'étude.	24
Figure II. 15 : Localisation des deux stations de relevage.	24
Figure II. 16 : Anomalies constatées lors de la visite de la station de relevage N°1	25
Figure II. 17 : présentation de la station de relevage N°2.	25

Figure II. 18 : partie drainée vers l'aire d'étude du village Cheurfa.....	26
Figure III. 1 : Méthode rationnelle pour estimer les débits des eaux pluviales.	28
Figure III. 2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (méthode des moments).	33
Figure III. 3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (maximum des vraisemblance).	34
Figure III. 4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal).	35
Figure III. 5 : délimitation des sous bassins.....	37
Figure IV. 1 : méthode utilisée pour estimer les débits des eaux usées.....	42
Figure IV. 2: Schéma illustratif de COS et CES [Tachema, 2019].	44
Figure IV. 3: Répartition de la zone d'étude.	44
Figure V. 1 : Inondations des rues a Tizirt suite à des averses de pluie [Journal dépêche de Kabylie]	53
Figure V. 2 : Schéma de déversoir d'orage à seuil latéral.	61
Figure V. 3 : Positions des Déversoirs d'orage projetés.....	62
Figure V. 4: Principe de conception d'un regard de chute.	66
Figure VI. 1 : Étapes de gestion des eaux pluviales. 73	
Figure VI. 2 : Différence de ruissellement des eaux pluviales sur des surfaces naturelles et imperméables.	74
Figure VI. 3: Puits d'infiltration préfabriqué.	76

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : Normes Algériennes des rejets des effluents liquides.....	3
Tableau I. 2 : Caractéristiques de chaque type de canalisation.....	10
Tableau I. 3 : types des joints.....	11
Tableau II. 1 : Démographie de la commune de Tizirt selon RGPH 2008 (Source APC de tizirt).....	17
Tableau II. 2 : Estimation de nombre d’habitant dans la zone d’extension POS ZHUN Ouest.	19
Tableau III. 1 : présentation de la station pluviométrique.....	30
Tableau III. 2 : Données pluviométrique de la station d’EL AZAIEB MIZRANA (1981- 2012).....	30
Tableau III. 3 : caractéristiques statistiques de l’échantillon.	32
Tableau III. 4 : résultats d’ajustement à loi Gumbel (méthode des moments).....	32
Tableau III. 5 : résultats d’ajustement à la loi de Gumbel (maximum des vraisemblance).....	34
Tableau III. 6 : résultats d’justement de la série pluviométrique à la loi de GALTON(log- normal).	35
Tableau III. 7 : Résultats de calculs d’intensités moyennes journalières pour les différentes méthodes et périodes de retours.	36
Tableau III. 8 : Résultats de l’intensité de pluie de courte durée 15 minutes pour les différentes périodes de retour.....	37
Tableau III. 9 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d’urbanisation.	39
Tableau III. 10 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de la population.	39
Tableau III. 11 : Coefficients de ruissellement en fonction de Type d’occupation du sol	39
Tableau III. 12 : Estimation des débits pluviaux des sous bassins dans la zone d’étude.....	40
Tableau III. 13 : Estimation des débits pluviaux des sous bassins de village Cheurfa.	41
Tableau IV. 1 : Partie A (alimenté par réservoir R 2x800 m3).	45
Tableau IV. 2: Estimation d’habitants Partie B (alimenté par le réservoir R 500 m3)	45
Tableau IV. 3 : Estimation d’habitants pour la partie C (zone d’extension au sud de la zone d’étude).....	45
Tableau IV. 4: Résultats de calcul de débits rejetés de la zone d’étude.	47
Tableau IV. 5: Estimation de la population au village Cheurfa	48
Tableau IV. 6 : Résultats de calcul des débits d’eaux usées du village Cheurfa sur différents horizons	49
Tableau IV. 7 : Estimation des débits usés de pointe dans les sous bassin de la zone d’étude..	50
Tableau IV. 8 : Estimation des débits usés de pointe dans les sous bassin du village Cheurfa .	52
Tableau V. 1 : Diamètres normalisés disponibles pour les conduites pvc et béton.	58
Tableau V. 2 : Résultats de dimensionnement des déversoirs d'orage.....	63
Tableau V. 3 : Débit pluvial réduit et collecteur aval déchargé.	64
Tableau V. 4 : Résultats de redimensionnement des collecteurs sous dimensionnés.	67
Tableau V. 5 : Dimensionnement de regards de chutes	69
Tableau V. 6 : Collecteur (1-5) dédoublé.....	70
Tableau VI. 1: Dispositifs pour infiltrer les eaux pluviales dans le milieu urbain.....	75

Tableau VI. 2 : Ouvrages de stockage des eaux pluviales.	77
Tableau VI. 3: Ouvrages de régulation des débits pluviaux.....	78

Liste des symboles

Q_p : débit d'eau de ruissellement (l/s) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

I : intensité de la pluie sur le temps de concentration t_c (mm/h) ;

A : la surface contributive du bassin (hectare) ;

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

Q(F) : débit de pointe de fréquence de retour F (m³/s) ;

I : pente moyenne de la surface considérée (m/m),

C : coefficient d'imperméabilisation (surface imperméabilisée / surface totale du BV).

A : superficie du bassin versant (ha) ;

m : coefficient correctif de forme ;

I_m : intensité moyenne en mm/h ;

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

N : le nombre d'années d'observations z

X_i : précipitation maximales journalières

T : Période de retour (T=10ans) ;

X_t : Précipitation maximale journalière ;

q : Probabilité au non dépassement.

I_{t15min, p} % : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;

I_{24, p} % : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;

t : Durée de l'averse en heure, $t=0.25=15$ min pour une période de retour **10ans** ;

b : Exposant climatique de la région (b=0.38).

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié ;

D : densité de la population.

Q_{moy,j,rej} : Débit moyen journalier rejetée en (l/j) ;

N_{hab} : Nombre d'habitants ;

Cr : Coefficient de rejet (0,8) ;

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j hab.

T : Taux de croissance de la population considérée ;

p₀ : population de référence ;

p_f : population à l'horizon futur ;

Q_{sb} : débit de sous bassin (l/s) ou (m³/s) ;

Q_{tronçon} : débit estimé pour chaque tronçon (l/s) ou (m³/s) ;

Q_{cumulé} : correspond au débit cumulé pour chaque tronçon, également en l/s ou (m³/s).

Q : Débit véhiculé en (m³/s) ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

S : Section mouillée en (m²).

R_h : rayon hydraulique (m)

I : pente de la ligne d'énergie (m/m).

K_s : Coefficient de débit de Manning Strickler en $m^{1/3}/s$.

V_{Aut} : vitesse d'auto curage en (m/s) ;

V_{PS} : Vitesse à pleine section en (m/s).

Q_d : débit déversé en m^3/s

μ : coefficient expérimental du déversoir ($\mu=0,6$)

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

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

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

X : la longueur de regard (m) ;

Y : la différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier ;

V : la vitesse maximale de la particule en amont avant la chute ;

T : temps de chute.

H : Hauteur de chute

L : longueur de chute

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

V_{max} : vitesse maximale (m/s)

Liste des abréviations

DBO5 : demande biologique en oxygène durant 5 jours.

DCO : demande chimique en oxygène.

MES : matières en suspension.

PVC : polychlorure de vinyle.

PEHD : polyéthylène à haute densité.

DVO : déversoir d'orage.

STEP : station d'épuration.

RGPH : recensement général de la population et de l'habitation.

POS : plan d'occupation des sols.

ZHUN : zone d'habitat urbain nouvelle.

DN : diamètre normalisé.

SB : sous bassin.

COS : coefficient d'occupation de sol.

CES : coefficient d'emprise de sol.

PDAU : plan Directeur d'Aménagement Urbain.

AEP : alimentation en eau potable.

APC : assemblée populaire communale.

RN : route nationale.

URTO : bureau d'étude en urbanisme, réalisation tous ouvrages.

Introduction Générale

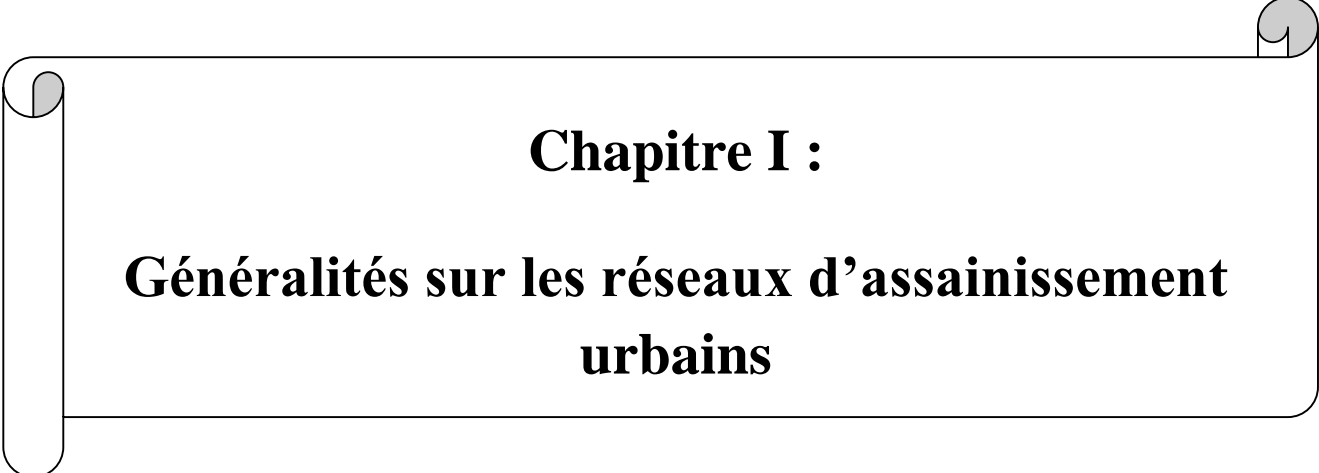
L'eau, source de la vie et fondement de toute civilisation humaine, est au cœur de notre existence et de nos activités quotidiennes. Sa gestion adéquate, notamment à travers des systèmes d'assainissement efficaces, est essentielle pour maintenir la santé publique et protéger l'environnement. En effet, les réseaux d'assainissements jouent un rôle crucial en assurant l'évacuation des eaux usées et pluviales, et en prévenant les risques d'inondations et de contamination.

La ville de Tizirt, connue pour son attrait touristique, connaît une urbanisation accélérée. Ce qui entraîne une augmentation significative des besoins en eau et une expansion des surfaces imperméabilisées, ce qui augmente la quantité d'eaux usées et de ruissellement. En parallèle les changements climatiques, avec des averses de plus en plus extrêmes, exacerbent ces défis. Dans ce contexte la gestion des débits dans ces conditions devient un véritable défi pour les infrastructures d'assainissement existantes, exposant la région à des débordements fréquents et à des risques accrus d'inondations durant la saison hivernale.

Face à cette situation, il devient impératif de réévaluer les débits des eaux usées et pluviales en tenant compte de tous ces facteurs. Cette réévaluation permet de vérifier la capacité du réseau existant, d'identifier les anomalies et de proposer des solutions concrètes pour améliorer le système en fonction.

Pour répondre à ces exigences, nous allons, à travers ce mémoire composé de six chapitres, appliquer tous les aspects techniques et scientifiques dans le domaine hydraulique au réseau d'assainissement de la partie ouest de la ville de Tizirt. Nous concluons avec un dernier chapitre où nous présenterons des solutions techniques pour gérer les eaux pluviales afin d'éviter tout risque de débordement ou d'inondation dans notre zone d'étude.

Ce travail s'inscrit dans une démarche plus large de développement durable et de résilience face aux changements climatiques et démographiques. En proposant des améliorations concrètes et en s'appuyant sur des données actualisées, nous espérons contribuer à une meilleure gestion des ressources en eau et à la protection de notre environnement.



Chapitre I :
**Généralités sur les réseaux d'assainissement
urbains**

I.1 Introduction

L'assainissement des agglomérations peut être défini comme étant l'ensemble des stratégies utilisées pour répondre aux problèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales. Il vise principalement à assurer la collecte, le transport, et le traitement de ces eaux avant leurs rejets dans le milieu naturel. Toutes ces fonctions doivent tenir compte des contraintes techniques, environnementales de la zone en question.

Pour cela, il est important de concevoir un système d'assainissement efficace pour évacuer les eaux usées et pluviales dans les zones urbaines. En effet, ces systèmes jouent un rôle crucial dans la préservation de la santé publique et de l'environnement.

I.2 Classification des eaux à évacuer

Dans une agglomération, les eaux à évacuer sont de trois types :

- ❖ Eaux de ruissellement
- ❖ Eaux usées domestique
- ❖ Eaux industrielles.

I.2.1 Eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage et les eaux de drainage [HENRI & CYRIL, 1978]

- Eaux pluviales : proviennent essentiellement des précipitations atmosphériques. Elles sont généralement peu polluées et elles sont collectés par les toitures puis évacuées vers le réseau d'eaux pluviales ou vers un bassin de rétention ;

-Eaux de lavage : elles sont polluée set proviennent des trottoirs et chaussées (mazout, bitume, etc.). Elles contiennent également du zinc, du plomb et de cuivre ;

-Eaux de drainage : peuvent provenir de la monté de nappe phréatique dans les sols et elles sont généralement peu polluées.

I.2.2 Eaux usées domestiques

Elles sont constituées des eaux ménagères (cuisine, lessive, toilette) qui sont des effluents pollués et nocifs. Elles sont chargées en matières organiques, en agents pathogènes et en produits chimiques. Elles sont collectées par le réseau d'eaux usées et acheminées vers une station d'épuration pour traitement avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

I.2.3 Eaux usées industrielles

Les eaux industrielles proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Elles contiennent une grande variété de contaminants dont la nature et la concentration dépendent du type d'industrie. Elles sont soumises à des réglementations spécifiques avant leur rejet dans le milieu naturel. Le tableau suivant présente les valeurs limites Algériennes des rejets d'effluents

liquides industriels qui sont définies par le décret exécutif n° 06-141 du 19 Avril 2006 de la République Algérienne.

Tableau I. 1 : Normes Algériennes des rejets des effluents liquides.

Paramètres	Valeurs limites	Paramètres	Valeurs limites
Température (C°)	30	Phosphore total (mg/l)	10
PH	6,5 à 8,5	Hydrocarbures (mg/l)	10
DBO ₅ (mg/l)	30	Plomb (mg/l)	0.5
DCO (mg/l)	120	Fer (mg/l)	3
MES (mg/l)	35	Cuivre (mg/l)	0.5
Zinc (mg/l)	3	Mercure (mg/l)	0.01
Azote total (mg/l)	30	Furfural (mg/l)	50

I.3 Différents types d'assainissement

Nous distinguons deux types d'assainissement :

I.3.1 L'assainissement collectif

L'assainissement collectif est un système centralisé qui dessert plusieurs foyers ou bâtiments. Il est composé de :

- Un réseau de collecte : Il permet de collecter les eaux usées des foyers et des bâtiments et de les évacuer par pression vers une station d'épuration.
- Une station d'épuration : Elle permet de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans le milieu naturel.

L'assainissement collectif est le système le plus efficace pour traiter les eaux usées. Il permet d'assurer un traitement de qualité et de protéger la santé publique et l'environnement.

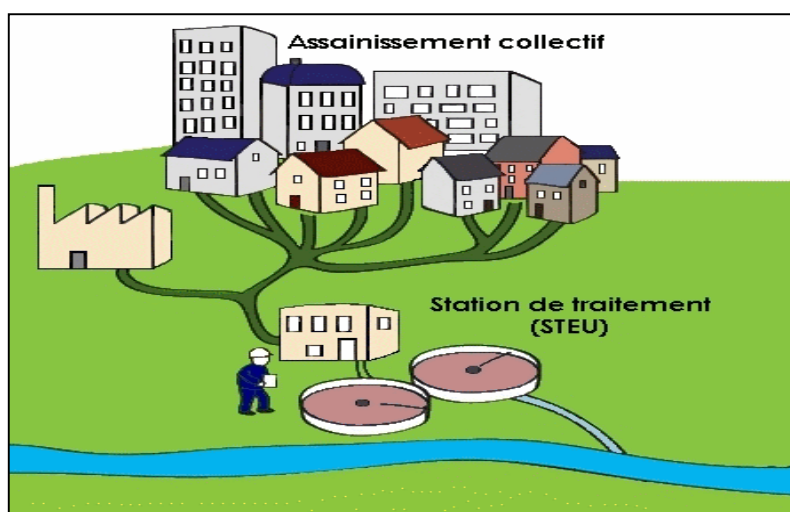


Figure I. 1 : l'assainissement collectif. [www.lafertesaintcyr.fr]

I.3.2 L'assainissement non collectif

L'assainissement non collectif est un système individuel qui dessert un seul foyer ou bâtiment. Il est utilisé dans les zones rurales ou périurbaines qui ne sont pas raccordées au réseau d'assainissement collectif. Il peut être composé de :

- **Fosse septique :** Elle permet de stocker et de décantier les eaux usées. Les matières décantées sont ensuite évacuées par un vidangeur.
- **Micro station d'épuration :** Elle permet de traiter les eaux usées par un procédé biologique. L'eau traitée peut ensuite être rejetée dans le milieu naturel.
- **Filtre à sable :** Il permet de traiter les eaux usées par un procédé physico-chimique. L'eau traitée peut ensuite être rejetée dans le milieu naturel.

Le choix du type d'assainissement non collectif dépend de plusieurs facteurs, tels que le nombre d'habitants, la nature du sol et la surface disponible.

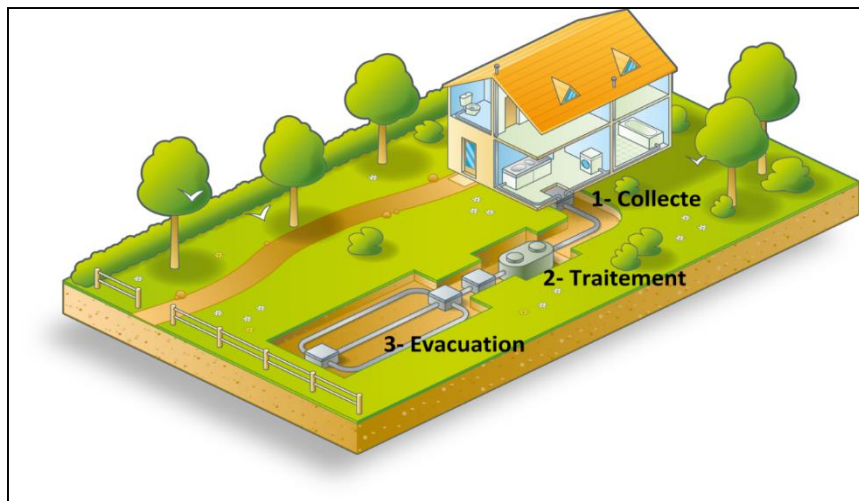


Figure I. 1 : l'assainissement individuel.

I.4 Systèmes d'assainissement

Dans le cadre d'une étude de dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est nécessaire de définir les systèmes d'évacuations suivants :

I.4.1 Système unitaire

Le système d'évacuation unitaire est un héritage du concept du 'tout-à-l'égout'. Il a pour objectif de collecter à la fois les eaux usées et les eaux pluviales au sein d'un même réseau. Ce réseau est généralement équipé de déversoirs qui, en cas d'orage, permettent de décharger une partie des eaux. Ces eaux peuvent être rejetées soit directement dans le milieu naturel, soit après un traitement spécifique dans une station d'épuration.

L'un des avantages du système unitaire réside dans sa simplicité et son coût réduit. En effet, une seule canalisation est nécessaire dans chaque voie publique, et un seul branchement suffit pour chaque bloc d'immeuble ou parcelle.

I.4.2 Système séparatif

Le système séparatif est plus complexe que le système unitaire, Il consiste à collecter les eaux usées et les eaux pluviales. Les eaux pluviales pouvant se rejeter directement dans un cours d'eau sans passer par une station d'épuration alors que le second doit obligatoirement aboutir à une telle station.

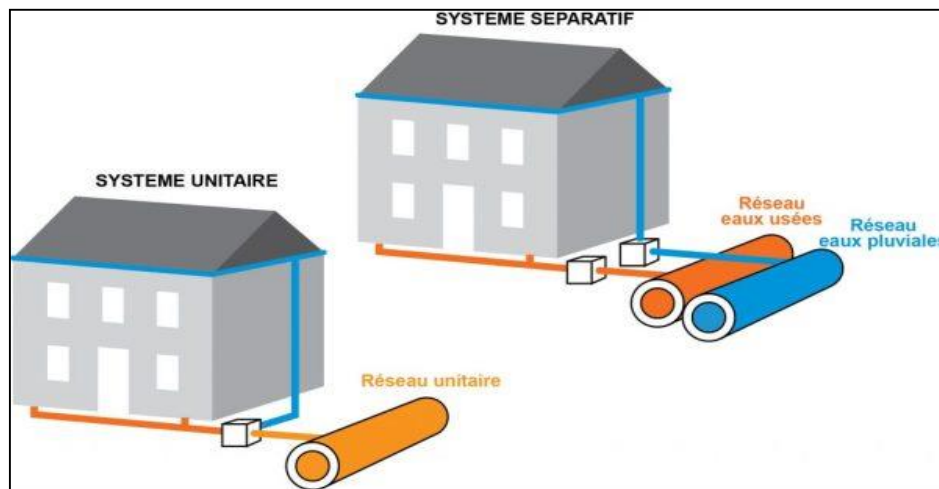


Figure I. 2 : Schéma des réseaux en système unitaire et en séparatif.

I.4.3 Système pseudo-séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature ;
- L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

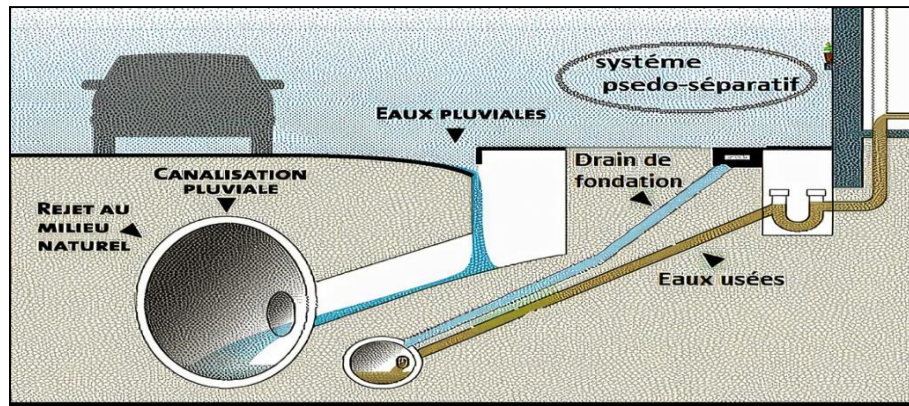


Figure I. 3 : Système mixte pseudo-séparatif

I.5 Choix du système d'assainissement

Généralement, la conception d'un réseau d'assainissement nécessite un choix entre plusieurs types de réseaux (unitaire, séparatif et pseudo-séparatif), le choix se fait en fonction :

I.5.1 Nature et quantité des eaux à évacuer

- ❖ Eaux usées domestiques : les deux réseaux unitaires et séparatifs sont possibles et le traitement en station d'épuration est obligatoire ;
- ❖ Eaux usées industrielles : le choix du réseau séparatif s'impose et un prétraitement est souvent nécessaire avant rejet ;
- ❖ Eaux pluviales : le choix du réseau séparatif est préférable.

I.5.2 Topographie du terrain

- ❖ Terrain plat : la possibilité d'un réseau unitaire ou d'un réseau séparatif car ils présentent moins de contraintes techniques ;
- ❖ Terrain vallonné : le choix d'un réseau séparatif est plus adapté et des stations de pompage sont nécessaires.

I.5.3 Densité de la population

- ❖ Zone urbaine dense : les deux réseaux unitaires et séparatifs sont possibles. Cependant, le réseau séparatif peut être préféré car il permet une meilleure gestion des pluies ;
- ❖ Zone rurale : le choix d'un réseau unitaire est possible et l'assainissement autonome est souvent plus économique.

I.5.4 Contraintes environnementales

- ❖ Zones sensibles : l'adoption d'un réseau séparatif est nécessaire et un traitement plus poussé des eaux usées est recommandé ;
- ❖ Normes de rejet : ces normes impactent le choix du système de traitement et doivent être respectées en tout cas.

I.5.5 Coûts

- ❖ Le réseau unitaire est moins cher à l'installation, par contre, le réseau séparatif plus durable mais plus cher.

I.5.6 Schéma directeur d'assainissement

- ❖ C'est un document de planification à l'échelle d'une commune ou d'un territoire, il détermine les orientations et les choix techniques pour l'assainissement.

I.6 Différents schémas d'évacuation

Le mode d'écoulement en assainissement est principalement gravitaire, ce qui signifie qu'il dépend du relief et de la topographie du terrain naturel. Pour garantir cet écoulement gravitaire, plusieurs schémas d'évacuation sont utilisés. [BENDIDA, 2019]

I.6.1 Schéma perpendiculaire

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

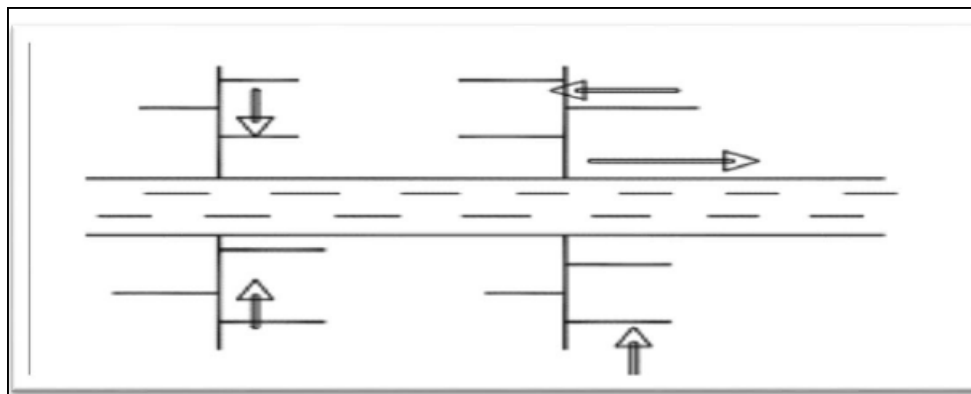


Figure I. 4 : schéma perpendiculaire au cours d'eau.

I.6.2 Schéma par déplacement latéral

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

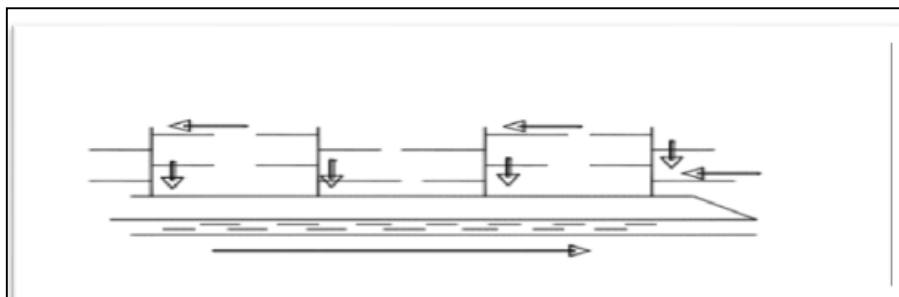


Figure I. 5 : Schéma par déplacement latéral.

I.6.3 Schéma transversal ou oblique

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

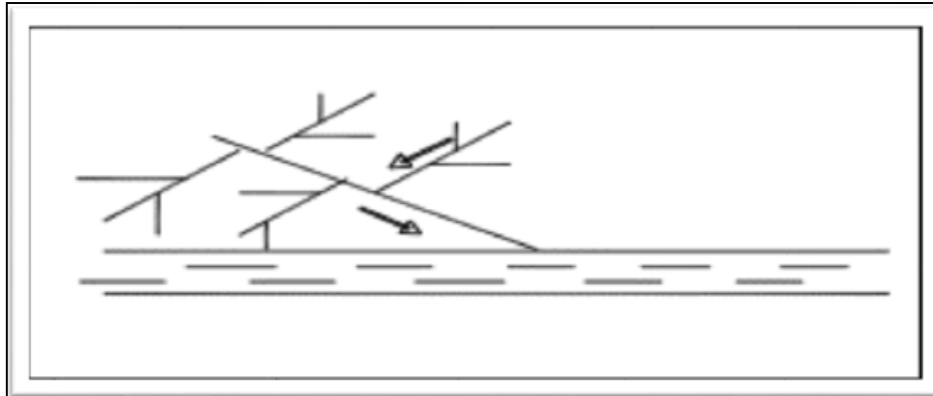


Figure I. 6 : Schéma transversal ou oblique.

I.6.4 Schéma par zone étagée

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

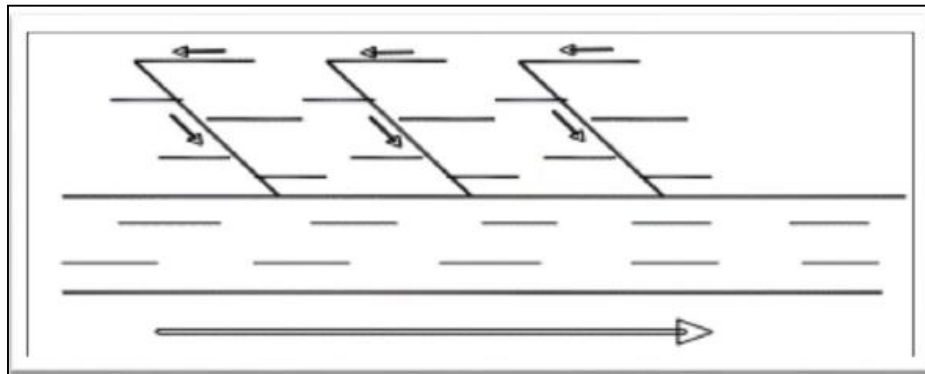


Figure I. 7 : Schéma par zone étagée.

I.6.5 Schéma radial

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

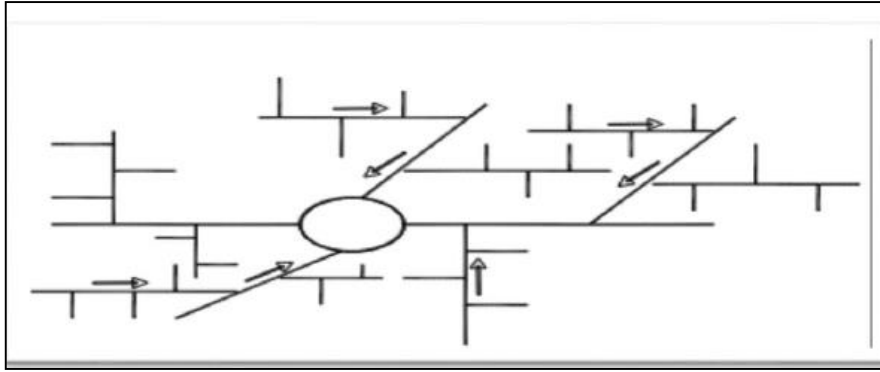


Figure I. 8 : Schéma radial.

I.7 Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement est constitué de deux types d'ouvrages :

- Les ouvrages principaux (le transport) ;
- Les ouvrages annexes.

I.7.1 Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux sont ceux qui assurent le transport des effluents jusqu'à l'entrée de la station d'épuration. Ils contribuent au développement de l'ensemble du réseau d'assainissement et ils sont responsables de l'évacuation de ces effluents hors des agglomérations.

I.7.1.1 Canalisations

Les canalisations en assainissement sont des conduites préfabriquées en usine. Elles se présentent sous différentes formes : cylindriques (désignées par leur diamètre intérieur en millimètres) ou ovoïdes (désignées par leur hauteur en centimètres). Ces canalisations assurent le transport des eaux usées et pluviales, contribuant ainsi à la santé publique et à la préservation de l'environnement. Elles sont également conçues pour être visitables pour faciliter l'entretien et la maintenance.

I.7.1.1.1 Type de canalisation

Le tableau suivant montre les différents types des canalisations ainsi que leurs caractéristiques.

Tableau I. 2 : Caractéristiques de chaque type de canalisation.

Type de canalisation	Fabrication	Caractéristiques
Béton armé	Sont fabriqués mécaniquement en utilisant un procédé qui assure une compacité élevée du béton (vibration).	Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices et la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m
Béton non armé	Sont fabriqués mécaniquement pour garantir une compacité élevée.	Les tuyaux se rompent brusquement. Pour des canalisations visitables, il est déconseillé d'utiliser des tuyaux non armés.
Grès artificiels	Le grès sert à la fabrication des tuyaux et est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C.	Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.
PVC (Polychlorure de vinyle)	La matière plastique usuelle pour les évacuations est le chlorure de polyvinyle (PVC) non Plastifié. Les tuyaux sont opaques et de couleur normalisée (gris claire).	Ils ne doivent pas être employés lorsque la température de l'effluent est supérieure à 35°C. elles sont très faciles à poser et jouissent d'un retour d'expérience très favorable. En Algérie, celles-ci ont été posées dans des environnements réputés difficiles et à des profondeurs pouvant atteindre les 6 m.
Fonte	La fonte grise est un matériau ferreux à haute teneur en carbone.	Elle présente de nombreux avantages tels que la résistance, la durabilité, et l'étanchéité. Cependant, elle est lourde et coûteuse.
PEHD (Polyéthylène haute densité)	Le PEHD est un matériau thermoplastique, il sert à construire des ouvrages tubulaires.	Elles sont légères, flexibles, facile à installer et moins coûteuses. Cependant, elles sont moins résistantes et moins durables.

I.7.1.1.2 Choix du type de canalisation

Le choix du type de canalisations dépend essentiellement des conditions financières, des conditions de transport et de manutention. Ce choix devra aussi être conditionné en fonction de trois considérations principales [**HENRI & CYRIL, 1978**] :

- Résistance aux actions chimique du sol et des eaux y incluses ainsi que des eaux transportées ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux actions mécanique dues aux charges extérieures.

I.7.1.1.3 Les joints

Un joint est un raccordement entre les extrémités adjacentes de deux éléments [**Guide technique, 2016**]. Le tableau suivant montre les types des joints utilisés pour les différentes conduites.

Tableau I. 3 : types des joints

Type de conduites	Joints utilisés
Conduite en Béton armé	Joint type Rocla et joint à collet
Conduite en Grès artificiel	Ciment
Conduite en PVC	Joint en caoutchouc, solvant PVC
Conduite en fonte	Joints en caoutchouc, joint à bride et joint mécanique
Conduite en PEHD	Joint soudés par fusion, joints électro soudés et joint mécanique
Conduite en fibre ciment	Joints en caoutchouc, joint à bride, joint à emboitement et joint mécanique

I.7.2 Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes correspondent aux différentes constructions et installations ayant pour but une exploitation rationnelle des réseaux d'égouts [MOKADEM, 2020].

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

I.7.2.1 Ouvrages normaux

Sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées et d'engouffrement des eaux pluviales.

A) Branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (Environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eaux usées et pluviales des immeubles à cette dernière. Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle de bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° à 60° par rapport à l'axe général du réseau public pour ne pas perturber l'écoulement.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. Pour les conduites d'égout de petits diamètres, on recourt à des tés préfabriqués.

Le diamètre minimal des branchements est en général de 150mm on utilise de plus en plus des conduites de 150 mm de diamètre pour le branchement des bouches d'égout. [LAKEHAL, 2021]

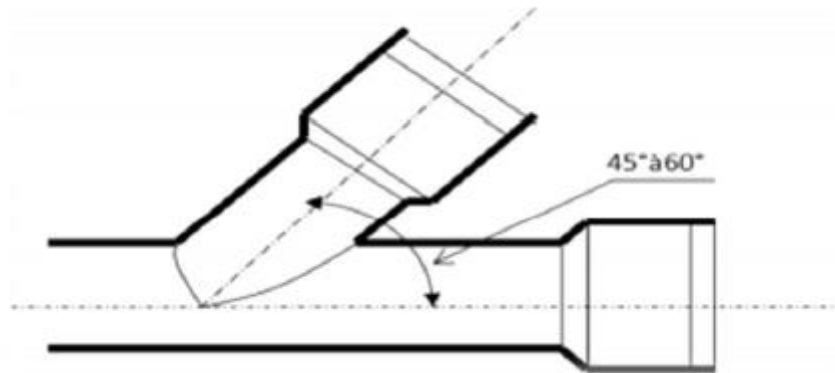


Figure I. 9 : branchement simple

B) Fossés

En milieu rural, les fossés servent à collecter les eaux de ruissellement des routes. Ils nécessitent un entretien régulier pour assurer leur fonctionnement optimal.

C) Caniveaux

Ce sont des canaux disposés sur le sol entre le trottoir et la chaussée, ils sont destinés à acheminer les eaux de ruissellement vers les avaloirs [BABA HAMED,2011].

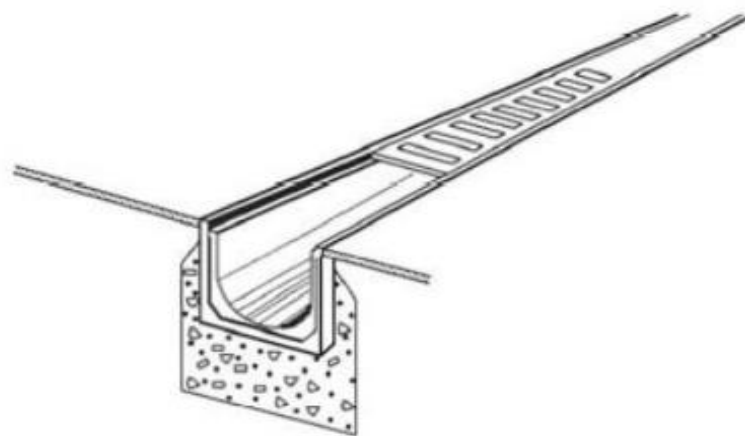


Figure I. 10 : caniveaux à grille.

D) Bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont établies aux points bas des caniveaux correspondant généralement à une jonction de rues. Dans les caniveaux longs sans intersection de rue, les bouches d'égout intermédiaires peuvent être nécessaires pour absorber le flot d'orage en amont.



Figure I. 11 : Bouches d'égout.

E) Regards

Les regards sont des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ils varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. Ils assurent aussi l'aération du réseau.

La distance entre deux regards peut varier entre 35 à 50 m en terrain accidenté et 50 à 80m en terrain plat.

Sur les canalisations, les regards doivent être installés [BOUMAAZA, 2022]

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

Nous distinguons plusieurs types de regards, à savoir :

- **Regard de visite** : Les regards d'accès sont des éléments constitutifs essentiels, ils permettent l'accès aux canalisations pour l'entretien et les curages est assurent une bonne ventilation ;
- **Regard de chute** : Destiner à éviter le raccordement à angle droit d'une canalisation latérale pour favoriser les écoulements en diminuant les pertes de charge. Il sert à unir deux conduites de même ou de différents diamètres.
- **Regard de chasse** : Ceux-ci jouent le rôle des réservoirs périodiques. Ils envoient un volume d'eau important dans la canalisation pour entraîner tous les éléments qui sont disposés et qui risquent d'obturer la conduite lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante [HADDAD, 2005].

I.7.2.2 Ouvrages spéciaux

- **Déversoirs d'orage** : Un déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel, lorsque le débit amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires, dans le but de limiter les apports au réseau aval, et en particulier les stations d'épuration, en cas de pluie.



Figure I. 12 : Déversoir d'orage.

- **Type des déversoirs d'orages**

Nous distinguons différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement et la position de la STEP. Les principaux déversoirs sont : les déversoirs à seuil latéral, les déversoirs à seuil frontal, les déversoirs avec ouverture du radier, les déversoirs siphoniques, les déversoirs automatiques et les déversoirs à barrage gonflable.

I.7.3 Les contraintes en assainissement

Les contraintes en assainissement peuvent être regroupées en plusieurs catégories :

I.7.3.1 Contraintes techniques

- **Risque de colmatage** : Les canalisations peuvent se colmater avec le temps, ce qui peut entraîner des dysfonctionnements du système d'assainissement ;
- **Infiltration des eaux parasites** : Les eaux pluviales peuvent s'infiltrer dans les canalisations d'eaux usées, ce qui peut surcharger le système d'assainissement et polluer l'environnement ;
- **Corrosion des canalisations** : Les canalisations peuvent être corrodées par les eaux usées, ce qui peut fragiliser le système d'assainissement et entraîner des fuites ;
- **Dégradation des regards** : Les regards peuvent se dégrader avec le temps, ce qui peut limiter l'accès aux canalisations pour l'entretien.

I.7.3.2 Contraintes économiques

- **Coût d'entretien :** L'entretien régulier du réseau d'assainissement est nécessaire pour garantir son bon fonctionnement et représente un coût non négligeable ;
- **Coût de réparation :** Les réparations en cas de dysfonctionnement du réseau d'assainissement peuvent être coûteuses.

I.7.3.3 Contraintes environnementales

- **Pollution des eaux :** Les fuites du réseau d'assainissement peuvent polluer les eaux souterraines et les rivières ;
- **Nuisances olfactives :** Les dysfonctionnements du réseau d'assainissement peuvent générer des nuisances olfactives.

I.7.3.4 Contraintes sociales

- **Gêne pour les riverains :** Les travaux d'entretien et de réparation du réseau d'assainissement peuvent occasionner des nuisances pour les riverains (bruit, circulation, etc.).

I.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons souligné l'importance de l'assainissement pour préserver la santé publique et l'environnement. Nous avons également présenté une classification des eaux à évacuer, détaillé les différents systèmes d'évacuation, et abordé les critères de choix associés. Enfin, nous avons examiné les contraintes pouvant affecter le bon fonctionnement du réseau d'assainissement.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the text.

Chapitre II :

**Présentation de la zone d'étude et diagnostic
du réseau d'assainissement**

II.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons effectuer une analyse préliminaire de la ville de Tizirt, où nous examinerons sa situation géographique, topographique, climatique et urbanistique. De plus nous procéderons au diagnostic du réseau d'assainissement existant afin de mieux cerner les enjeux et les besoins relatifs au dimensionnement du réseau d'assainissement.

II.2 Situation géographique de la commune de Tizirt

Tizirt une commune de la wilaya de Tizi Ouzou est une ville côtière de la Kabylie en Algérie. Elle est située à 40 km au nord de Tizi Ouzou, à 120 km à l'est d'Alger et 116 km à l'ouest de Bejaïa.

La commune de Tizirt est limitée géographiquement comme suit :

- Au nord par la méditerranée ;
- Au sud par les communes de Boudjima et Timizart ;
- À l'est par la commune d'Iflissen ;
- À l'ouest par la commune de Mizrana.

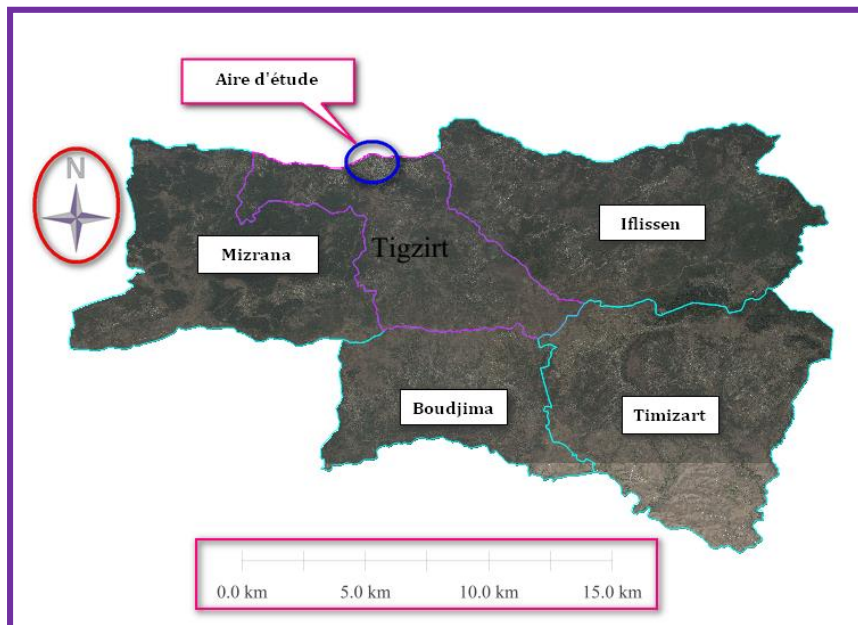


Figure II. 1 : Limites géographiques de la commune de Tizirt.

Notre zone d'étude est composée de la section ouest de la ville de Tizirt, située dans la partie nord de la commune (voir Figure II. 1). Cette zone d'étude reçoit des eaux usées en provenance du village de Cheurfa via un tronçon d'un DN 600. Le flux des eaux usées ainsi reçu est ensuite acheminé vers le collecteur 2 x DN 700.

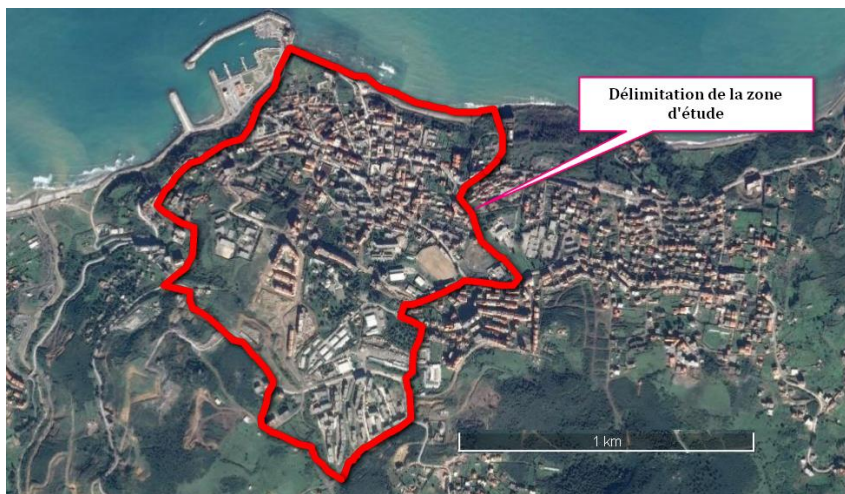


Figure II. 2 : Délimitation de la zone d'étude.

II.3 Situation démographique

Le nombre d'habitants de la commune de Tizirt selon le RGPH 2008 est estimé à 11 962 habitants qui se répartissent par agglomération comme suit :

Tableau II. 1 : Démographie de la commune de Tizirt selon RGPH 2008

N°	Désignation de l'agglomération	Nombre d'habitants
01	Chef-lieu	5958
02	Tifra	2242
03	Cheurfa	893
04	El Azaieb	1148
05	El Kelaa	1108
06	Zone éparse	613
Total		11 962

II.4 Topographie du terrain

La partie relief de la zone d'étude s'étend sur une superficie de 2,62 km² et une altitude variante de 0 à 180 m. La topographie est différente d'un endroit à un autre, plus on s'éloigne du nord vers le sud, plus le relief devient accidenté. Le pourcentage des pentes est de plus de 15 % atteignant jusqu'à 60 % et les Coordonnées sont 36°51'49''Nord, 4°13'13''Est.

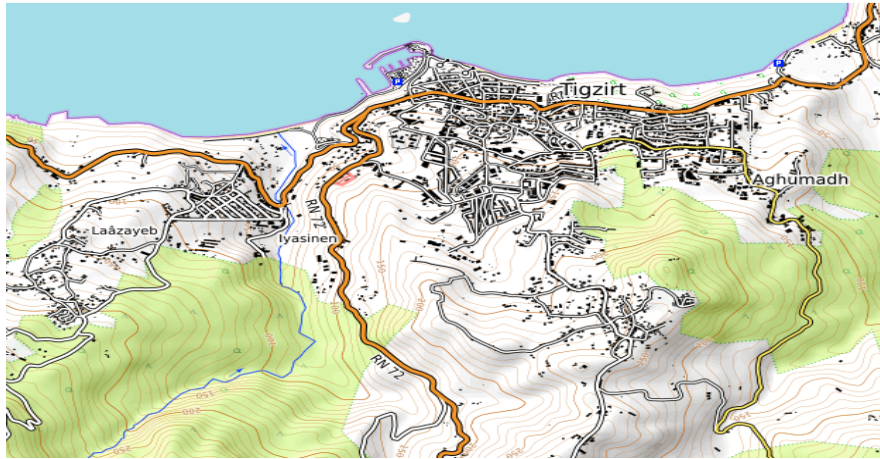


Figure II. 3 : carte topographique de Tizirt [www.opentopomap.org].

II.5 Situation climatique

La ville de Tizirt possède un climat tempéré méditerranéen a été chaud et sec selon la classification de Köppen-Geiger.

Sur l'année, la température moyenne à Tizirt-sur-Mer est de 18.5°C. Le mois le plus chaud de l'année est le mois d'aout avec une température moyenne de 27.9°C. Février présente le mois le plus froid de l'année avec une température moyenne de 10.5°C. [www.planificateur.a-contresens.net]

Sur l'année, les précipitations sont en moyenne de 720.1mm. Le mois le plus sec est le mois de juillet avec des précipitations moyennes de 3.6mm. En novembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 110.7mm.

II.6 Urbanisme et infrastructures

Le tissu urbain existant de la zone d'étude est dense et se compose principalement de constructions privées individuelles.

Une zone d'extension est projetée au sud de cette zone sous le nom de POS ZHUN OUEST, dont une partie est en cours de réalisation.



Figure II. 4 : présentation de la zone d'extension.

II.6.1 Présentation de la zone d'extension POS ZHUN OUEST

En plus des équipements publics et d'habitations existants, le POS ZHUN Ouest est caractérisé par un tissu urbain Composé de constructions de type R+2 jusqu'à R+7 et cela selon la répartition spatiale représentée dans la figure et le tableau suivants.

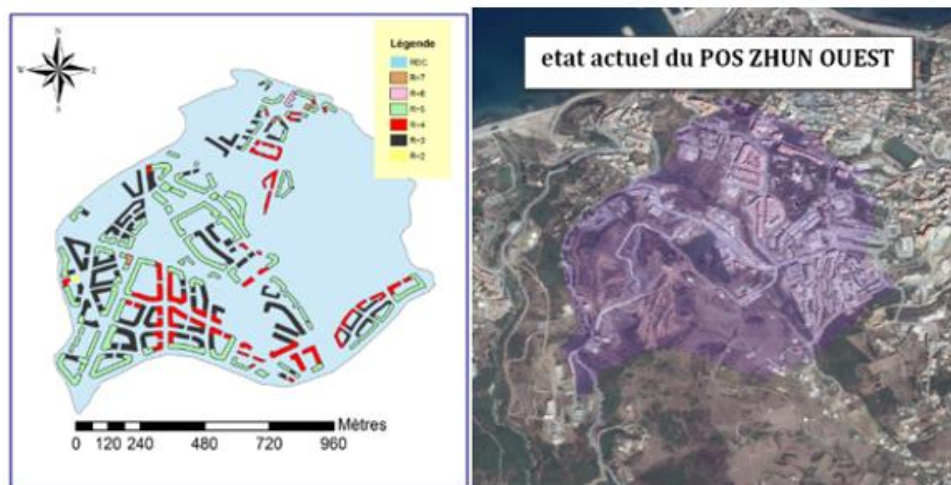


Figure II. 5 : répartition et nombre des logements pour le POS ZHUN Ouest.

Tableau II. 2 : Estimation de nombre d'habitant dans la zone d'extension POS ZHUN Ouest.

Type	RDC	R+2	R+3	R+4	R+5	R+6	R+7	Total
Superficie (m²)	236	490	60 000	33 700	76 600	824	1307	173 158
Nombre de logements	1	10	1600	1123	3064	38	69	5905
Nombre d'habitants	5	50	8000	5615	15 320	190	345	29 525

L'estimation établie dans le tableau ci-dessus est effectuée sur la base de 150m² comme superficie d'un logement et à raison de 5 habitants par logement. L'aire du POS ZHUN OUEST est traversée par un cours d'eau qui servira d'exutoire pour les déversoirs d'orage projetés à proximité de l'oued.

Concernant les infrastructures, la zone d'étude est traversée de l'Est en Ouest par la route nationale N°24 et du Nord au Sud par la RN N°72.

La zone d'étude est caractérisée par son aspect touristique et connaît une importante activité durant la saison estivale avec une augmentation importante de la population.

II.6.2 Présentation du réseau d'assainissement actuel

De point de vue topographique, L'aire d'étude est divisée en trois bassins principaux. Les bassins sont assainis par trois collecteurs principaux, à savoir :

- Le collecteur DN 600 ;
- Le collecteur DN 2 x 700 - DN 1200 ;
- Le collecteur DN 600 – DN 800 – DN 200 – DN 600.

**Figure II. 6** : division de l'aire d'étude selon la structure du réseau.

II.7 Les collecteurs

II.7.1 Collecteur DN 600

Le collecteur DN 600 permet d'assainir la partie Est de la région d'étude, démarrant du cimetière de Sidi Saïd jusqu'au stade où il traverse le terrain au nord de la justice pour continuer en parallèle avec la route entre la justice et l'hôtel de Mizrana. À l'intersection de cette dernière, le collecteur est raccordé à un collecteur DN300 sur un Trop plein (actuellement éliminé et transformé en regards simple), puis il continue pour déverser sous un pont sur la Route Nationale N°24 et cela comme le montre la figure suivante :



Figure II. 7 : tracé en plan du collecteur Est en DN600.

II.7.2 Collecteur DN 2 x 700 - DN 1200

DN 2 x 700 traversant la zone d'étude du sud au nord, démarre du marché hebdomadaire pour déboucher dans un collecteur en DN 1200 qui se raccorde à la station de relevage du poste de relevage au niveau du port (voir figure N°08). Ce collecteur constitue le collecteur principal pour la zone d'étude, car il reçoit pour ses derniers tronçons la totalité des eaux assainies sur l'aire d'étude.



Figure II. 8 : tracé en plan du collecteur centre en DN 2 x 700 – DN 1200.

II.7.3 Le collecteur DN 600 – DN 800 – DN 200 – DN 600

Un collecteur de différents diamètres variant de 200 mm à 600 mm draine les parties sud et ouest de la zone d'étude (voir figure 9). Le collecteur est caractérisé par la présence d'un déversoir d'orage.



Figure II. 9 : tracé en plan du collecteur centre en DN 600.

En plus des collecteurs principaux présentés précédemment, le réseau d'assainissement est doté de plusieurs autres tronçons permettant de drainer la totalité de la surface d'étude. Le réseau est caractérisé comme suit :

- Des diamètres variant entre 200 et 1200mm ;
- Des profondeurs variant entre 1.05m et 3.54m (et cela d'après les regards ouverts) ;
- Une longueur totale du réseau de 11500ml.

La figure suivante représente le réseau d'assainissement de la zone d'études avec la répartition des tronçons selon leurs diamètres.

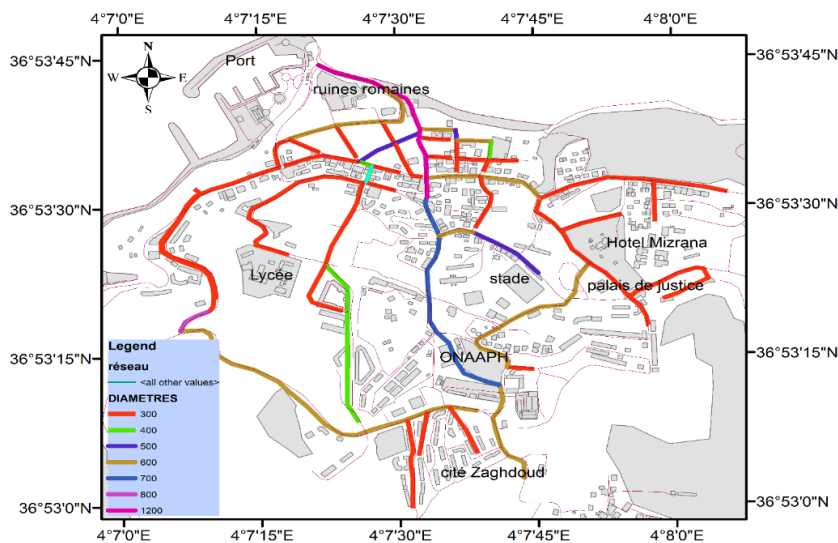


Figure II. 10 : représentation du réseau selon la répartition des diamètres.

II.8 Diagnostic du réseau d'assainissement

II.8.1 Diagnostic physique

Le diagnostic vise à inspecter l'état physique des différents ouvrages permettant de drainer les eaux usées et les eaux pluviales de la zone d'étude.

❖ État des collecteurs

- **Collecteur en DN 2 x 700** : Durant le diagnostic sur terrain, la majorité des regards étaient fermés ou sous bitume. Cependant, les regards visités montrent un bon état physique du collecteur. Nous avons également constaté que débit véhiculé est important en temps sec ;



Figure II. 11 : regard sur le collecteur 2 x 700.

- **Collecteur centre en DN 600** : Durant le diagnostic, les regards visités montrent que l'état physique du collecteur est bon. Il a été observé aussi le débordement du déversoir d'orages et cela à temps, rendant son diagnostic impossible.



Figure II. 12 : regards sur le collecteur DN 300

- ❖ **État des regards** : Durant le diagnostic, il a été constaté que presque la totalité des regards apparents n'étaient pas dotés d'avaloirs permettant l'évacuation des eaux pluviales

et que beaucoup des avaloirs existants étaient bouchés. Cela engendre un écoulement superficiel des eaux de pluies et l'inondation des routes et des accès.



Figure II. 13 : avaloirs en mauvais état.

- ❖ **État des Canaux et des caniveaux :** La zone d'étude possède un important réseau de caniveaux avec dalle ou à ciel ouvert. Toutefois et durant le diagnostic, il a été remarqué que certains de ces ouvrages nécessite une réhabilitation ou un nettoyage.

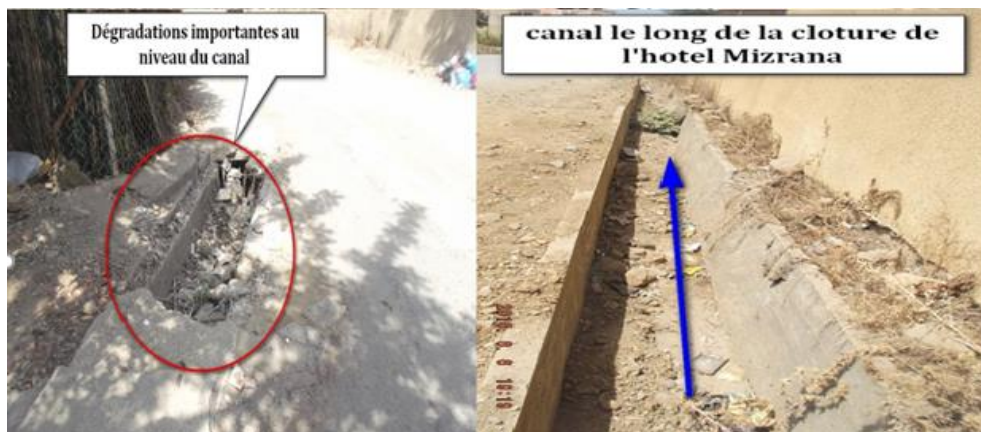


Figure II. 14 : état des canaux dans la zone d'étude.

- ❖ **État des stations de relevage :** La ville de Tizirt est dotée de deux stations de relevage pour relever les eaux usées vers la station d'épuration située à l'ouest de la ville et de la zone d'étude (voir figure 15). Les deux stations de relevage sont la station de relevage de la plage Feraoun et la station de relevage du port.



Figure II. 15 : Localisation des deux stations de relevage.

- **Station de relevage de la plage Feraoun (PR N°01) :** Lors de la visite de la station, les remarques suivantes ont été enregistrées :
 - Manque de la clôture et accès non sécurisé ;
 - Revoir les ouvrages d'entrée (déversoir, dégrilleur, vannes murale) ;
 - Revoir la manutention de la station.

- **Station de relevage du port (PR N°02) :** Lors de la visite de la station, les remarques suivantes ont été enregistrées :
 - Encombrement de la station, rendant l'exploitation difficile ;
 - La nécessité de revoir le dégrilleur ;
 - Manque d'aération pour la salle des machines (puisard) ;
 - Revoir la manutention de la station.



Figure II. 16 : Anomalies constatées lors de la visite de la station de relevage N°1

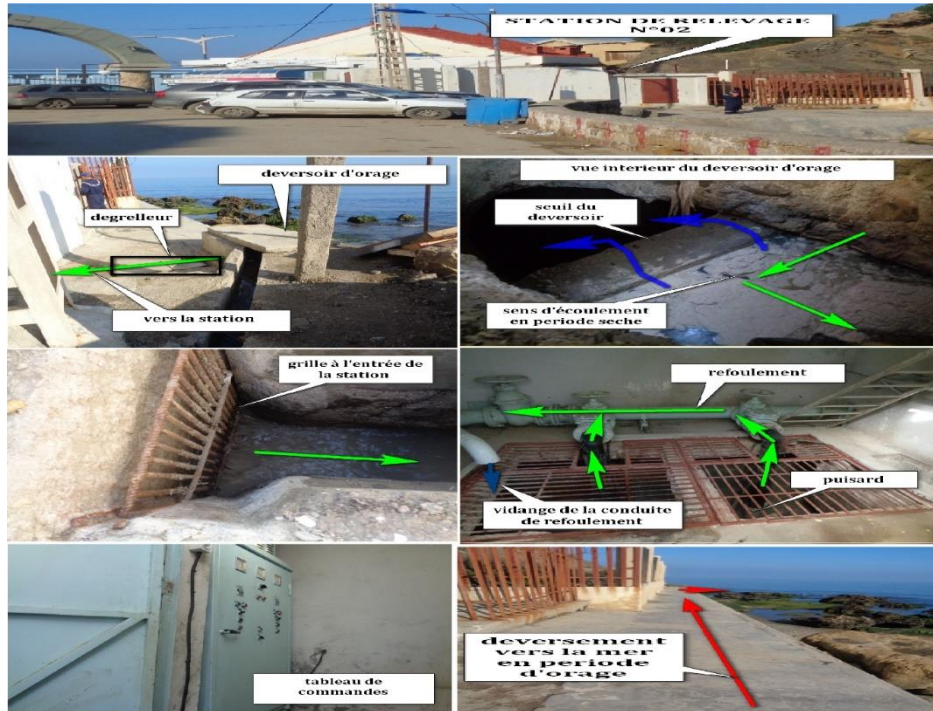


Figure II. 17 : présentation de la station de relevage N°2.

- ❖ **Arrivées du village Cheurfa :** Les eaux ruisselant du village de Cheurfa contribuent significativement au réseau d'assainissement de la zone d'étude. Cependant, certains passages busés sont obstrués, affectant le débit des ruissellements.

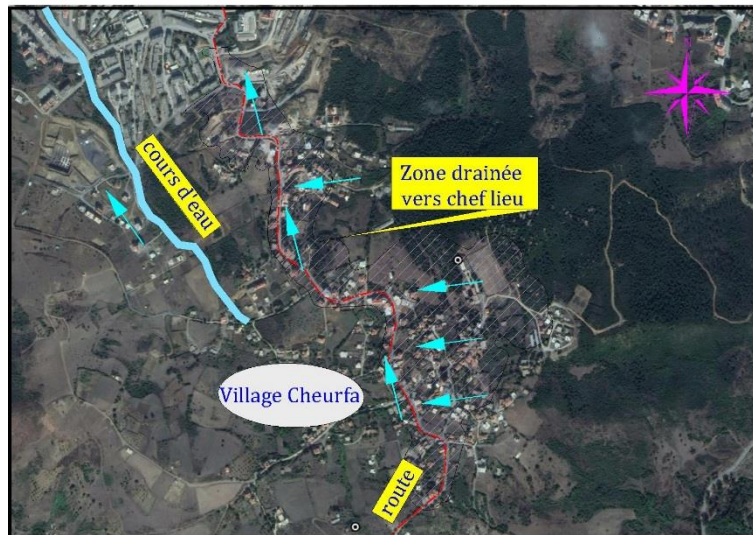


Figure II. 18 : partie drainée vers l'aire d'étude du village Cheurfa.

II.9 Conclusion

En conclusion, notre étude a mis en lumière plusieurs anomalies et dysfonctionnements au sein des collecteurs, regards et stations de relevage à travers la zone d'étude. Ces observations montrent la nécessité d'améliorer le réseau existant afin de répondre aux besoins actuel et future en qualité d'assainissement.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends and a grey shadow effect.

CHAPITRE III :
Estimation des débits des eaux
pluviales

III.1 Introduction

L'estimation précise des débits pluviaux est une étape fondamentale dans la conception des réseaux d'assainissement. Le but est de prévenir les inondations et d'assurer une gestion efficace des eaux pluviales, notamment dans un contexte où les phénomènes météorologiques extrêmes deviennent de plus en plus fréquents, tant en milieu urbain que rural.

L'objectif principal de ce présent chapitre est de déterminer la valeur des débits des eaux pluviales. Pour cela, nous explorons en détail la méthode rationnelle, une approche largement utilisée pour estimer les débits pluviaux. En effet, nous allons exposer toutes les étapes de la méthode rationnelle pour parvenir à estimer le débit de pointe total des eaux pluviales à gérer par le réseau d'assainissement en question.

III.2 Méthodes utilisées pour l'estimation des débits des eaux pluviales

III.2.1 Méthode rationnelle

La méthode rationnelle est l'une des plus vieilles méthodes de transformation pluie-débit. Elle est dite « rationnelle » dans la mesure où elle relie le ruissellement par unité de surface à l'intensité de la pluie et elle sert exclusivement à calculer les débits de pointe. Ce débit maximal, selon les hypothèses de Melany (1850) est égal à

$$Q_p = \alpha \times Cr \times I \times A \quad (\text{III-1})$$

Où :

Q_p : débit d'eau de ruissellement (l/s) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

I : intensité de la pluie sur le temps de concentration t_c (mm/h) ;

A : la surface contributive du bassin (hectare) ;

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

- Si $A \leq 10$ ha, nous prenons $\alpha = 1$;
- Si $A > 10$ ha, nous prenons $\alpha = 0,9, \dots, 0,8, \dots, 0,7, \dots$ etc.

Dans notre cas, nous prenons $\alpha = 1$.

III.2.2 Méthode superficielle (Caquot)

Cette méthode est fréquemment utilisée pour calculer les débits maximums d'un bassin versant urbain. Elle établit le débit de pointe (Q) de fréquence de dépassement (F) ou de période de retour T , avec $T = 1/F$:

$$Q(F) = k \times I^\alpha \times C^\beta \times A^z \times m \quad (\text{III-2})$$

Avec :

Q(F) : débit de pointe de fréquence de retour F (m³/s) ;

I : pente moyenne de la surface considérée (m/m),

C : coefficient d'imperméabilisation (surface imperméabilisée / surface totale du BV).

A : superficie du bassin versant (ha) ;

m : coefficient correctif de forme ;

K, α, β et z : constantes définies dans le modèle, fonction des deux coefficients a), b) de Montana. Ces paramètres sont fonction de la région considérée et de la période de retour T de la pluie.

Limite de validité de la méthode :

- Surface (A) du bassin versant inférieure à 200 ha ;
- Pente (I) du bassin versant comprise entre 0,2 et 5% ;
- Coefficient d'imperméabilisation supérieur à 0,2.

Dans notre étude sur les débits pluviaux, nous opterons pour l'utilisation de la méthode rationnelle.

III.3 Méthodologie pour l'estimation des débits des eaux pluviales par la méthode rationnelle

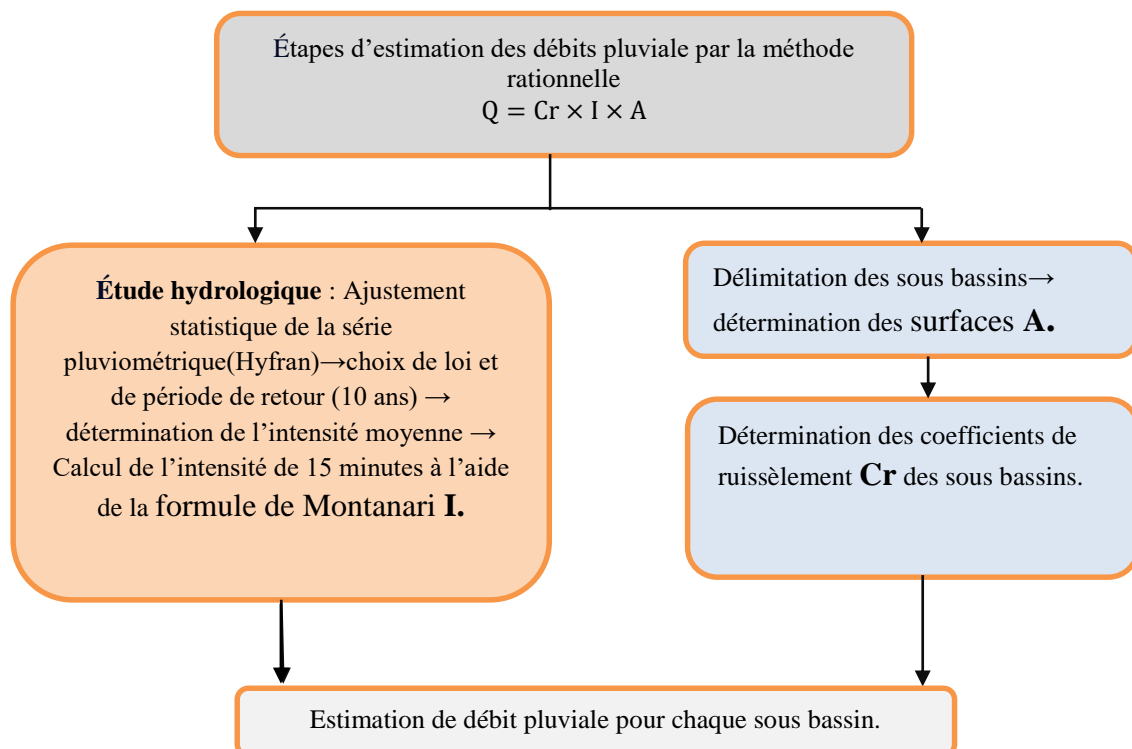


Figure III. 1 : Méthode rationnelle pour estimer les débits des eaux pluviales.

III.4 Étude hydrologique

L'étude hydrologique est essentielle pour la conception du réseau d'assainissement. Son objectif est de déterminer l'intensité maximale moyenne des précipitations dans un bassin. Pour cela, nous effectuons une analyse statistique des données pluviométriques afin d'adapter une loi de distribution. Ensuite, nous utilisons la relation de Montanari pour estimer l'intensité pluviométrique sur une période de retour de 10 ans.

III.4.1 Généralités sur les précipitations

Les données hydrologiques prises en considération dans l'étude des projets d'assainissement sont :

III.4.1.1 Les averses

Ces précipitations se composent de toutes les précipitations liées à une même perturbation météorologique, dont la durée peut attendre des minutes à des dizaines d'heures. Elles sont caractérisées par un volume important d'eau tombé et une forte intensité. Ce sont les pluies généralement prises en considération dans les projets d'assainissement [IFREK & MAACHA ,2018].

III.4.1.2 Période de retour

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décimale. Le choix de la période de retour se fait à partir d'un calcul technico - économique du réseau d'assainissement qui assure l'évacuation des eaux dans les conditions satisfaisantes pour la santé publique, et par voie hydraulique le plus rapidement possible [OUKHANE El hadj & BENSAISSA ,2014].

En Algérie, nous optons généralement pour une période de retour décennale (T=10 ans).

III.4.1.3 Intensité moyenne des précipitations

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'une eau tombée pendant une durée Δt . Soit [Bénina ,2004]

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{III-3})$$

Avec : I_m : intensité moyenne en mm/h ;

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

III.4.2 Présentation de la station

Pour les besoins d'étude, nous avons considéré comme base de calcul, la série pluviométrique de la station d'El Azaieb Mizrana dont le code de la station est de 020810. Les coordonnées Lambert sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III. 1 : présentation de la station pluviométrique.

Code	020810
Coordonnées Lambert	X= 625.05km Y= 398.55km Z= 150 m

Les précipitations constituent un facteur essentiel pour définir le climat régnant dans la région, ainsi que pour déterminer les crues. Les observations enregistrées au niveau de la station d'EL AZAIEB MIZRANA sur une période de 27 ans sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau III. 2 : Données pluviométrique de la station d'EL AZAIEB MIZRANA (1981-2012).

Année	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994
PJ max (mm)	65,6	54,3	70	23,8	87,1	130,4	76,9	46,1	54
Année	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003
PJ max (mm)	90,6	43,7	103	36,7	72,2	103,9	205,4	59,2	67,9
Année	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
PJ max (mm)	44,5	68,5	66,5	163,6	84,7	56,8	39,6	75,4	156,5

III.4.3 Analyse statistique des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques statistiques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières.

III.4.3.1 Les caractéristiques statistiques

III.4.3.1.1 Moyenne des précipitations maximales journalières

La moyenne arithmétique est la disposition centrale de l'échantillon et elle est calculée à partir de la relation.

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad (\text{III-4})$$

N : le nombre d'années d'observations (N = 27 ans) ;

X_i : précipitation maximales journalières.

III.4.3.1.2 Écart type

L'écart type σ_x est le paramètre qui mesure la dispersion autour de sa moyenne. Plus l'écart type est grand plus l'échantillon est dispersé. Celui-ci est calculé à partir de la relation.

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \quad (\text{III-5})$$

III.4.3.1.3 Coefficient de variation

Le coefficient de variation C_v mesure la dispersion relative d'une série. C'est un nombre sans dimension donnée par la relation.

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} \quad (\text{III-6})$$

III.4.3.1.4 Médiane

La médiane est la valeur centrale de la distribution, qui divise l'échantillon en deux moitiés de taille égal. Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $\left(\frac{N+1}{2}\right)$, C'est-à-dire de rang 14.

III.4.3.1.5 Résultats des caractéristiques statistiques de la série pluviométrique

Le tableau suivant illustre les résultats des caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Tableau III. 3 : caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Nombre observation	27
Minimum	23,8
Maximum	205,4
Moyenne	79.51
Ecart-type	42.04
Médiane	68,5
Coefficient de variation (Cv)	0.5287
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.512

III.5 Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéité - stationnarité sont réunies. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur le papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Les trois lois utilisées généralement sont :

- La loi Gumbel (méthode des moments) ;
- La loi Gumbel (Maximum des vraisemblance) ;
- La loi Galton (Loi Log Normale).

Dans notre cas, nous allons effectuer l'ajustement des pluies maximales journalières à l'aide de logiciel HYFRAN.

III.5.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (méthodes des moments)

Tableau III. 4 : résultats d'ajustement à loi Gumbel (méthode des moments).

T (an)	Q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	362.5	61.88	241.2 -483.8
2000.0	0.9995	309.7	51.31	209.1– 410.3
1000.0	0.9990	287	46.77	195.3 – 378.7
200.0	0.9950	234.2	36.25	163.1– 305.2
100.0	0.9900	211.4	31.75	149.1 – 273.6
50.0	0.9800	188.5	27.25	135.1 – 241.9
20.0	0.9500	157.9	21.34	116.1 – 199.8
10.0	0.9000	134.4	16.89	101.2– 167.5
5.0	0.8000	109.8	12.51	85.24– 134.3
3.0	0.6667	90.18	9.435	71.69 – 108.7
2.0	0.5000	72.61	7.426	58.05 - 87.17
1.4286	0.3000	54.51	6.823	41.14 - 67.89
1.2500	0.2000	45.0	7.263	30.76 - 59.24
1.1111	0.1000	33.26	8.399	16.79 - 49.73
1.0526	0.0500	24.63	9.528	5.955 - 43.31
1.0204	0.0200	15.89	10.84	-5.363 - 7.14
1.0101	0.0100	10.54	11.7	-12.4 - 33.48
1.0050	0.0050	5.945	12.47	-18.5 - 30.39
1.0010	0.0010	-2.749	13.97	-30.14 - 4.64
1.0005	0.0005	-5.883	14.53	-34.36 - 22.6
1.0001	0.0001	-12.18	15.66	-42.88 - 8.53

Avec :

T : Période de retour (T=10ans) ;

Xt : Précipitation maximale journalière ;

q : Probabilité au non dépassement.

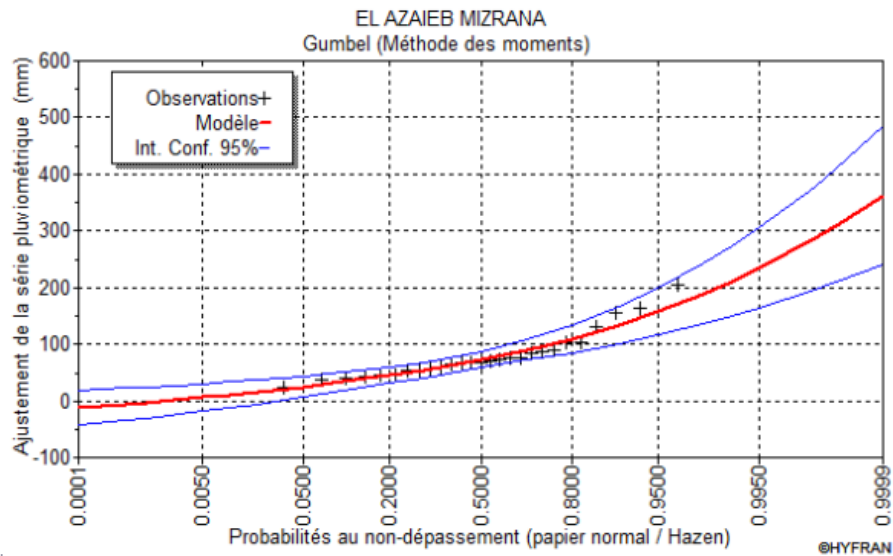


Figure III. 2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (méthode des moments).

III.5.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Maximum des vraisemblance)

Tableau III. 5 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel (maximum des vraisemblance)

T	Q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	326.5	43.03	242.1– 410.8
2000.0	0.9995	280.2	35.95	209.7– 350.7
1000.0	0.9990	260.2	32.90	195.7– 324.7
200.0	0.9950	213.9	25.87	163.2– 264.6
100.0	0.9900	193.9	22.85	149.1– 238.7
50.0	0.9800	173.9	19.86	134.8– 212.7
20.0	0.9500	147	15.92	115.8– 178.2
10.0	0.9000	126.3	12.96	100.9– 151.7
5.0	0.8000	104.7	10.05	85.05– 124.4
3.0	0.6667	87.57	7.966	71.95– 103.2
2.0	0.5000	72.15	6.466	59.47– 84.82
1.4286	0.3000	56.27	5.604	45.28– 67.26
1.2500	0.2000	47.92	5.548	37.05– 58.8
1.1111	0.1000	37.62	5.882	26.09– 49.15
1.0526	0.0500	30.05	6.374	17.56– 42.55
1.0204	0.0200	22.38	7.039	8.581– 36.18
1.0101	0.0100	17.69	7.509	2.968– 32.41
1.0050	0.0050	13.66	7.944	-1.917– 29.23
1.0010	0.0010	6.028	8.829	-11.28– 23.34
1.0005	0.0005	3.278	9.164	-14.69– 21.24
1.0001	0.0001	-2.245	9.858	-21.57– 17.08

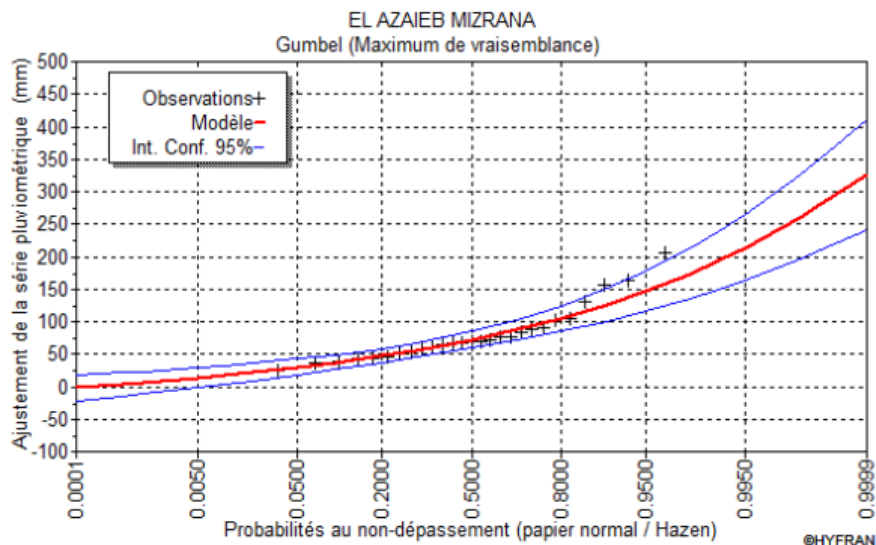


Figure III. 3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (maximum des vraisemblance).

III.5.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

Tableau III. 6 : résultats d'justement de la série pluviométrique à la loi de GALTON(log-normal).

T	Q	XT	Écart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	428.9	114.4	204.7 – 653.1
2000.0	0.9995	348.6	83.62	184.6 – 512.5
1000.0	0.9990	316.3	71.99	175.2 – 457.5
200.0	0.9950	246.6	48.47	151.6– 341.6
100.0	0.9900	218.5	39.77	140.6 – 296.5
50.0	0.9800	191.5	31.89	129.0 – 254.0
20.0	0.9500	157.1	22.71	112.6 – 201.6
10.0	0.9000	131.7	16.71	98.95 – 164.5
5.0	0.8000	106.5	11.6	83.68– 129.2
3.0	0.6667	87.2	8.551	70.52 – 103.9
2.0	0.5000	71.80	6.600	57.86– 83.73
1.4286	0.3000	54.93	5.473	44.2 - 65.66
1.2500	0.2000	47.1	5.134	37.03 - 57.16
1.1111	0.1000	38.05	4.829	28.59 - 47.52
1.0526	0.0500	31.91	4.613	22.87 – 40.95
1.0204	0.0200	26.17	4.359	17.63 - 34.72
1.0101	0.0100	22.94	4.174	14.75 - 31.12
1.0050	0.0050	20.33	3.995	12.49 - 28.16
1.0010	0.0010	15.84	3.606	8.776 – 22.91
1.0005	0.0005	14.38	3.450	7.617 - 21.14
1.0001	0.0001	11.69	3.116	5.577 - 17.79

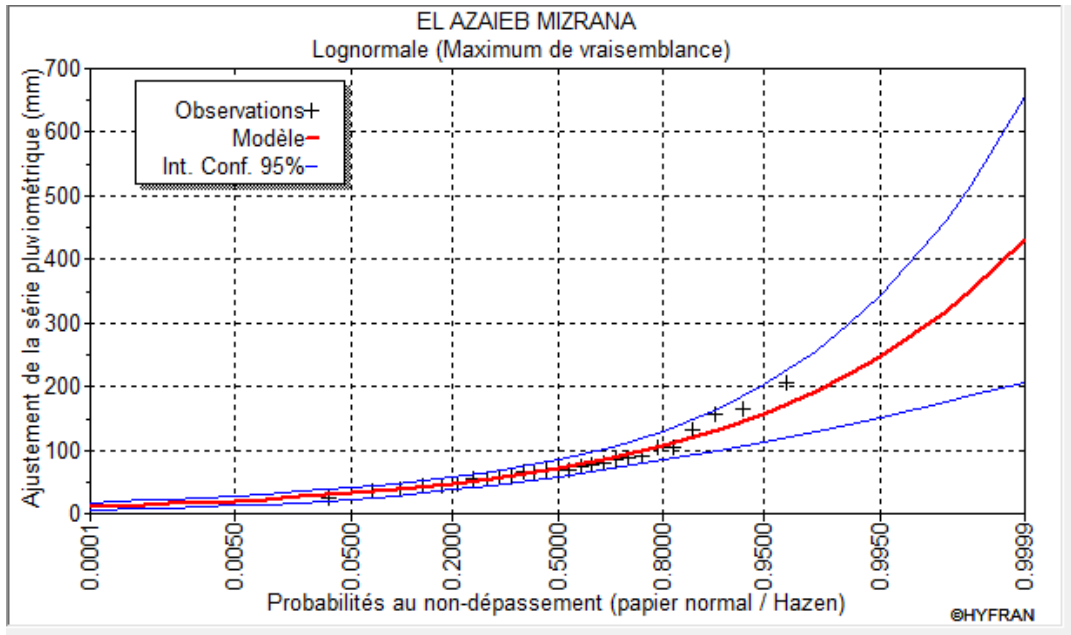


Figure III. 4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal).

Tableau III. 7 : Résultats de calculs d'intensités moyennes journalières pour les différentes méthodes et périodes de retours.

Méthode/ période de retour	2 ans	5 ans	10 ans
Gumbel (Moments)	72,61mm	109,8mm	134,4 mm
Gumbel (Vraisemblances)	72,15mm	104,7mm	126,3mm
Galton	71,80mm	106,5mm	131,7

III.5.4 Choix de la loi d'ajustement

L'analyse graphique révèle que l'ajustement de la série pluviométrique selon les lois de Gumbel et Galton (log-normal) est pris en compte, étant donné que tous les points se situent à l'intérieur des deux courbes. Par conséquent, notre choix se fonde sur l'intensité moyenne maximale pour une période de retour de 10 ans. Ainsi, nous optons pour la méthode de Gumbel (méthode des moments) avec une intensité moyenne de 134,4mm/h.

III.5.5 Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée 15 minutes et de période de retour de 10 ans

D'après la formule de Montanari, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour $p\%$ est donnée par la relation suivante

$$I_{t15min,p\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III-7})$$

- $I_{t15min, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;
- $I_{24, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;
- t : Durée de l'averse en heure, $t = 0.25 = 15$ min pour une période de retour **10ans** ;
- b : Exposant climatique de la région ($b = 0.38$).

Avec l'intensité moyenne maximale de **134,4 mm/h** trouvé selon la loi de Gumbel (méthode des moments), nous obtiendrons :

$$I_{t15min, p\%} = \left(\frac{134,4}{24} \right) \times \left(\frac{0,25}{24} \right)^{(0,38-1)} = \mathbf{94.88 \text{ mm/h}}$$

Tableau III. 8 : Résultats de l'intensité de pluie de courte durée 15 minutes pour les différentes périodes de retour

Méthode d'ajustement	Période de retour (année)	Intensité (mm/h)
Gumbel (Moments)	2 ans	51.26
	5 ans	77.52
	10 ans	94.88
	100 ans	149.25

D'où le débit spécifique est :

$$I = \frac{94.88 \cdot (10000)}{3600} = \mathbf{263.56 \text{ l/s/ha}}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ terme de conversion du mm /h en l/s/ha.

III.6 Délimitations des sous bassins

La délimitation de l'aire d'étude en sous bassin, selon des critères tels que la topographie et la géologie des terrains, est cruciale dans l'évaluation des débits pluviaux. Cette approche nous offre une compréhension approfondie du ruissellement des eaux pluviales.

Nous déterminerons la surface et le coefficient de ruissellement de chaque sous-bassin pour appliquer la méthode rationnelle et estimer les débits pluviaux. L'objectif ultime est d'obtenir des estimations précises des débits pluviaux, essentielles pour dimensionner efficacement le réseau d'évacuation et prévenir les risques d'inondation.

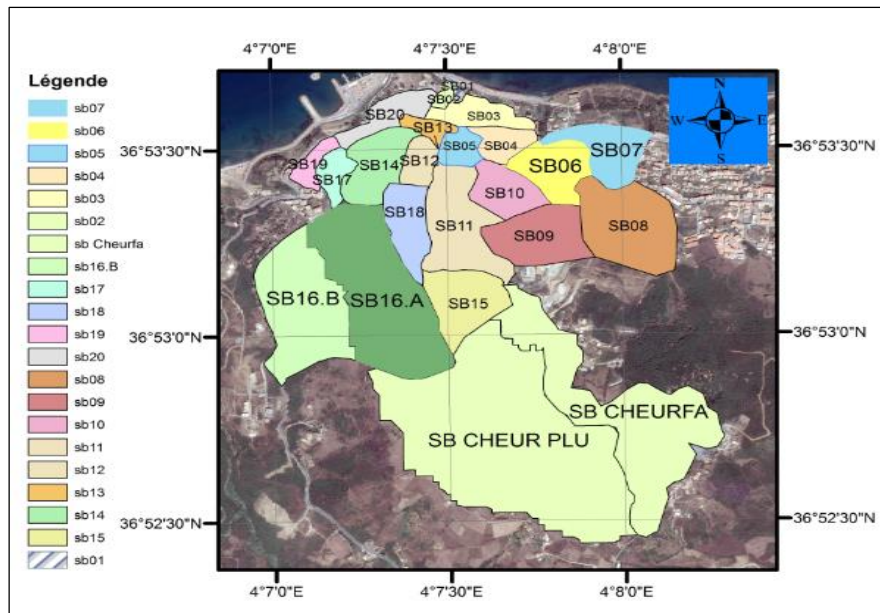


Figure III. 5 : délimitation des sous bassins

III.6.1 Définition d'un sous bassin

Un sous bassin est une subdivision d'un bassin versant plus large. Concrètement, il représente une portion plus restreinte du territoire, délimitée par des lignes de crête, où les eaux de ruissellement convergent vers un point d'exutoire commun. En hydrologie urbaine, un sous bassin versant peut-être associé à un réseau de canalisations qui recueille les eaux pluviales avant de les déverser dans un cours d'eau, un lac ou un autre milieu récepteur. En résumé, c'est une unité hydrologique intermédiaire entre le bassin versant principal et les points d'exutoire, où la gestion des eaux pluviales peut être effectuée de manière plus spécifique et ciblée.

III.6.2 Choix du découpage des sous bassins

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires se fait selon :

- La nature des sols ;
- Les courbures de niveaux ;
- Les routes et les voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oued, talwegs, etc.).

III.7 Définition de ruissellement

Le ruissellement désigne l'écoulement des eaux à la surface des sols. Conditionné par différents facteurs hydro géographiques. Il se produit lorsque l'intensité des précipitations dépasse les capacités d'infiltration et de rétention à la surface d'un sol. Parmi ses caractéristiques fondamentales, nous retrouvons le coefficient de ruissellement.

III.7.1 Définition de coefficient de ruissellement

Nous appelons coefficient de ruissèlement (C_r), le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée sur une surface donnée qu'on nomme aussi pluie nette et la hauteur d'eau précipitée qu'on surnomme pluie brute. Il varie selon le degré d'imperméabilité des surfaces, la pente ouverte ou cloisonnée.

$$C_r = \frac{h_{\text{pluie nette}}}{h_{\text{pluie brute}}} \quad (\text{III-8})$$

III.7.2 Choix de coefficient de ruissellement

Généralement en hydrologie urbaine, le coefficient de ruissellement est défini soit :

III.7.2.1 Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation A remplir

Tableau III. 9 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (C_r)
Habitations très denses	0,8 – 0,90
Habitations denses	0,60 – 0,70
Habitations moins denses	0,40 – 0,50
Quartiers résidentiels	0,20 – 0,30
Square – garde – prairie	0,05 – 0,20

III.7.2.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

La croissance démographique est associée à une expansion des surfaces imperméables par rapport aux surfaces perméables, ce qui conduit à une augmentation du coefficient de ruissellement. Cette expansion résulte en un ruissellement accru des eaux.

Tableau III. 10 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de la population.

Densité de la population (hab. /ha)	Coefficient de ruissellement (C_r)
20	0,20
30 – 80	0,20 – 0,25
60 – 150	0,25 – 0,30
150 – 200	0,30 – 0,45
200 – 300	0,45 – 0,60
300 – 400	0,60 – 0,80
400 et plus	0,80 – 0,90

III.7.2.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence A remplir

Tableau III. 11 : Coefficients de ruissellement en fonction de Type d'occupation du sol

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0,90
Pavage à larges joints	0,60
Voirie non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,20
Surfaces boisées	0,05

III.7.2.4 Application sur le choix des coefficients de ruissellement des sous bassins

- La partie ouest de la ville de Tizirt est une zone d'habitations dense. Les coefficients des sous bassins dans la ladite zone sont donc estimés selon la catégorie d'urbanisation. la valeur du coefficient de ruissellement est de **Cr = 0,7** ;
- Pour la partie de village Cheurfa, nous allons estimer les coefficients des sous bassins selon la densité de la population **Cr = 0,25**.

$$D = \frac{N}{S_{sb \text{ total village Cheurfa}}} \Rightarrow D = \frac{1692}{33,93} = 49,86 \text{ hab/ha} ; \quad (\text{III-9})$$

Avec :

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié ;

D : densité de la population (hab/ha).

III.8 Paramètres descriptifs et calcul des débits pluviaux dessous bassins

III.8.1 La zone d'étude

Tableau III. 12 : Estimation des débits pluviaux des sous bassins dans la zone d'étude.

N° Sous bassin	superficie (Ha)	Coefficient de ruissèlement	Intensité (l/s/ha)	Débit de pointe pluvial (l/s)
1	0,36	0,7	263,56	66,41712
2	0,77	0,7	263,56	142,05884
3	4,71	0,7	263,56	868,95732
4	3,55	0,7	263,56	654,9466
5	2,8	0,7	263,56	516,5776
6	7,56	0,7	263,56	1394,75952
7	7,78	0,7	263,56	1435,34776
8.1	9,23	0,7	263,56	1702,86116

8.2	6,4	0,7	263,56	1180,7488
9.1	9,12	0,7	263,56	1682,56704
9.2	1,25	0,7	263,56	230,615
10	6,16	0,7	263,56	1136,47072
11.1	8,48	0,7	263,56	1564,49216
11.2	5,01	0,7	263,56	924,30492
12	3,11	0,7	263,56	573,77012
13	2,4	0,7	263,56	442,7808
14	7,98	0,7	263,56	1472,24616
15	9,5	0,7	263,56	1752,674
16A.1	10	0,7	263,56	1844,92
16A.2	9,82	0,7	263,56	1811,71144
16A.3	9,77	0,7	263,56	1802,48684
16B.1	9,5	0,7	263,56	1752,674
16B.2	9,95	0,7	263,56	1835,6954
17	2,82	0,7	263,56	520,26744
18	6,84	0,7	263,56	1261,92528
19	2,29	0,7	263,56	422,48668
20	4,26	0,7	263,56	785,93592
Total	161,42	/	/	26192 ,32924

Remarque : les sous bassins 16B.1 et 16B.2 ne sont pas inclus dans les calculs car, ces deux sous bassins ne déversent pas dans l'air d'étude.

III.8.2 Le village Cheurfa

Tableau III. 13 : Estimation des débits pluviaux des sous bassins de village Cheurfa.

N° Sous bassin	superficie (Ha)	Coefficient de ruissellement Cr	Intensité (l/s/ha)	Débit de pointe pluvial (l/s)
CHEURFA.1	7,63	0,25	263,56	502,7407
CHEURFA.2	9,04	0,25	263,56	595,6456
CHEURFA.3	8,76	0,25	263,56	577,1964
CHEURFA.4	8,5	0,25	263,56	560,065
Cheurfa fluvial	67,26	/	/	/
Total	33,93	/	/	2235,6477

Remarque : le sous bassin Cheurfa pluvial n'est pas inclus dans les calculs car il ne déverse pas dans la zone d'étude.

Le débit de pointe total des eaux pluviales à gérer par notre réseau d'assainissement est estimé à : $2235,6477 + 26192,32924 = 28427,977 \text{ l/s} = \mathbf{28,428 \text{ m}^3/\text{s}}$

III.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mené une évaluation des débits d'eaux pluviales à assainir. Les résultats obtenus révèlent un débit pluvial total à assainir de l'ordre de 28,428 m³/s réparti dans les différents sous bassins. Le débit des eaux pluviales de la zone d'étude est beaucoup plus supérieur à celui reçu de village Cheurfa en raison de son urbanisation considérable.

Ces résultats seront ensuite utilisés dans le chapitre de calcul hydraulique pour vérifier la capacité de notre réseau d'assainissement.



Chapitre IV:
Évaluation des débits des eaux usées à évacuer

IV.1 Introduction

L'évaluation des débits d'eaux usées constitue une étape fondamentale dans le bon dimensionnement des réseaux d'assainissement. Cela permet d'une part de préserver leurs durées de vie. D'autre part, de garantir leur efficacité à court et à long terme.

L'objectif de ce présent chapitre est de quantifier les flux d'eaux usées provenant de la partie ouest de la ville de Tizirt et d'une section du village de Cheurfa. Cette évaluation doit prendre en considération la dynamique urbaine et la croissance démographique. Le but est de parvenir à estimer de manière précise la quantité d'eaux à évacuer vers le réseau d'assainissement de la zone d'étude. De plus, nous allons estimer les débits des eaux usées dans les sous-bassin, ce qui nous aidera à dimensionner le réseau d'assainissement de manière adéquate.

IV.2 Méthodologie d'estimation des débits d'eaux usées

IV.2.1 Débit d'eau usée total

Afin de déterminer le débit d'eau usée total, nous devons suivre plusieurs étapes comme l'évaluation du débit journalier rejeté et le débit de pointe. La figure suivante illustre l'ensemble des étapes.

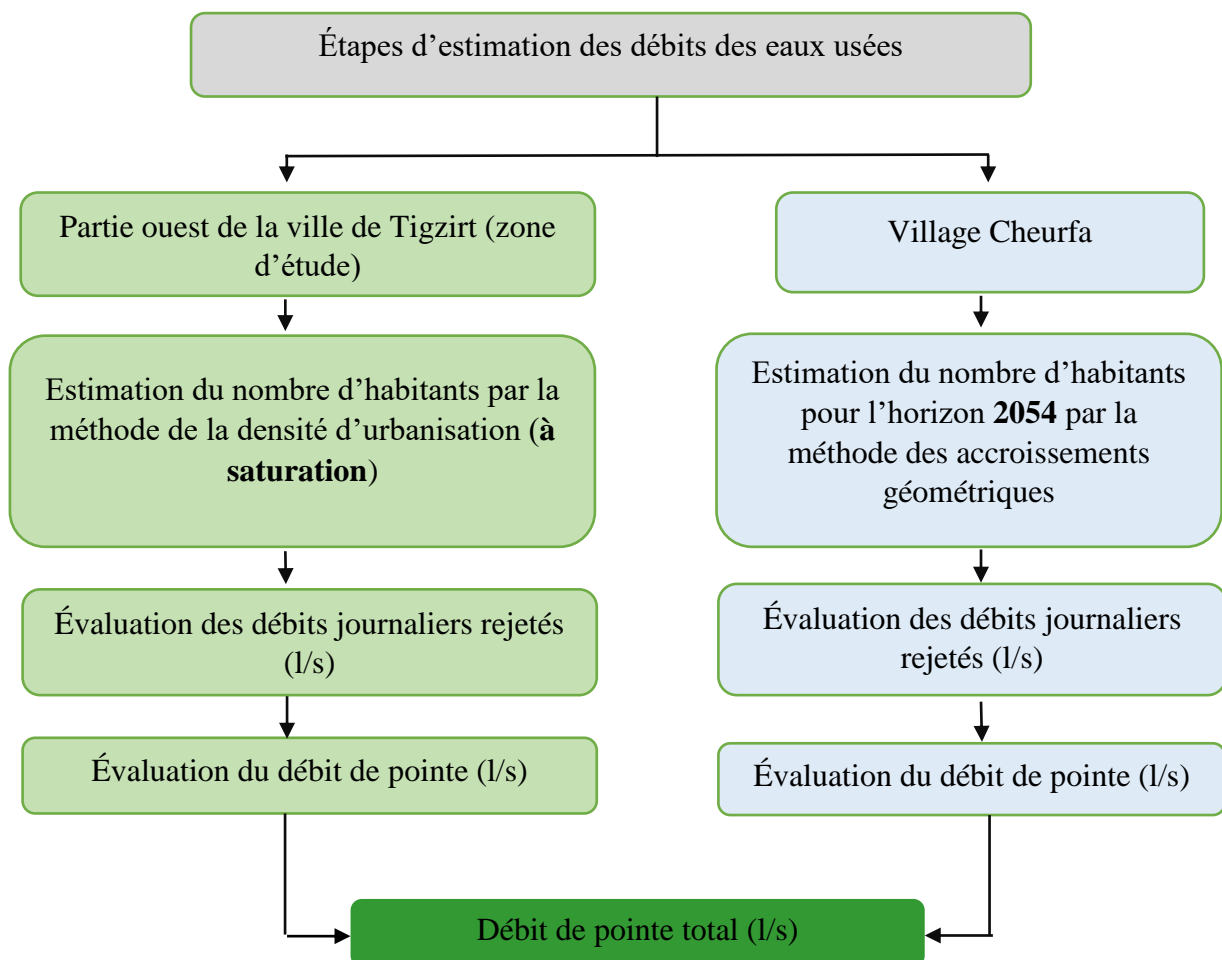


Figure IV. 1 : méthode utilisée pour estimer les débits des eaux usées.

IV.2.2 Débit des eaux usés de chaque sous bassin

$$\text{Débit spécifique total } Q_s = \frac{Q_{\text{pte total}}}{S} \longrightarrow \text{Débit de sous bassin } Q_{sb} = Q_s \times A_{sb}$$

Avec ; S : surface totale des sous bassins ;

A_{sb} : surface de sous bassin. (IV-10)

IV.3 Évaluation des débits des eaux usées de la partie ouest de la ville de Tizirt (zone d'étude)

IV.3.1 Évaluation de la population

Pour l'estimation de la population, il existe deux approches possibles, à savoir ;

1. La formule de la croissance géométrique ;
2. La densité de l'urbanisation.

Étant donné du caractère touristique de notre zone d'étude, nous avons opté pour une estimation basée sur la densité de l'urbanisation.

IV.3.1.1 Définition de la densité de l'urbanisation

La densité de l'urbanisation mesure la concentration des constructions et des habitants dans une zone urbaine, évaluée par les coefficients d'occupation des sols (COS) et d'emprise au sol (CES).

- $\text{COS} = \frac{\text{superficie de plancher d'une construction}}{\text{superficie de son terrain receveur}}$ (IV-11)

- $\text{CES} = \frac{\text{quantité de sol occupé par une construction}}{\text{taille de la parcelle qu'elle occupe}}$ (IV-12)

- $\text{Sb} = \text{Surface totale} \times (\text{pourcentage des voiries})$ (IV-13)

Avec :

Superficie de plancher : est la somme des surfaces de tous les niveaux d'une construction, avec une hauteur de plafond supérieur à 1,80m, mesuré eau nu intérieur des murs de façades de la construction ;

Parcelle : c'est une superficie de terrain ayant une unité de propriété. Une parcelle peut être dans ce cas la propriété d'une personne privée ou publique, seule ou en groupe. Un ensemble des parcelles peut être désigné comme un « parcellaire » ;

Sb : surface bâtie ;

Pourcentage des voiries : espaces vert, routes, etc., généralement 50%.

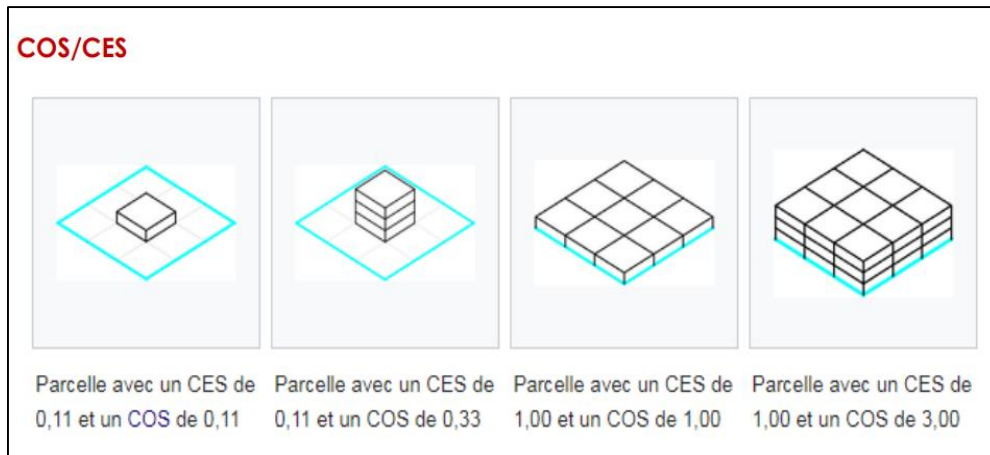


Figure IV. 2: Schéma illustratif de COS et CES [Tachema, 2019].

IV.3.1.2 Application sur la zone d'étude

Nous avons subdivisé notre zone d'étude en trois parties, A, B et C, comme indiqué sur la figure 3. D'après :

- L'étude du Plan Directeur d'Aménagement Urbain (PDAU) de la ville de Tizirt réalisée par l'URTO en 2007, notre zone d'étude est qualifiée de Zone d'Habitat à Haute Densité avec des habitations de type R+3 à R+5 et un C.E.S de 0.4 à 0.8 ;
- L'étude des réseaux AEP révèle que deux parties de notre zone d'étude, à savoir A et B, sont alimentées par les réservoirs R 2 500 m³ et R de 2x800 m³ situés au nord-est du village de Cheurfa ;
- Les données fournies par le PDAU de Tizirt sur la zone d'extension (partie C).

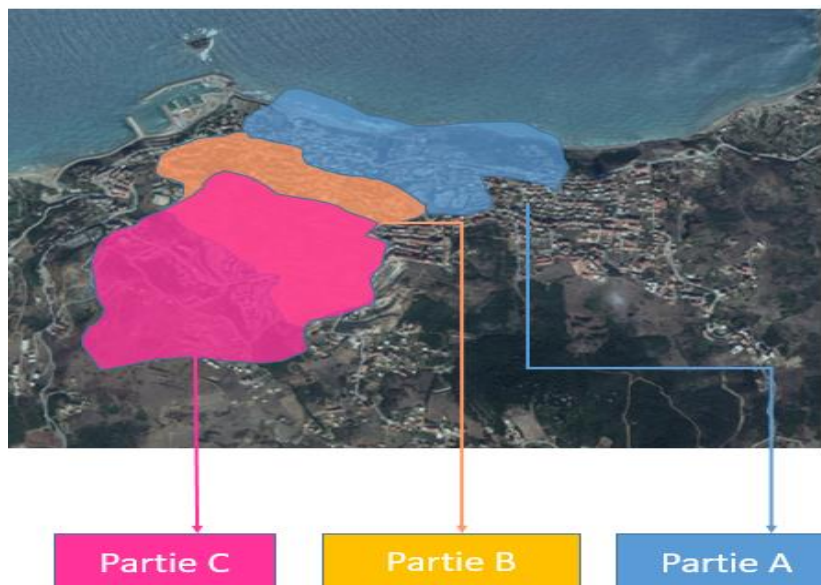


Figure IV. 3: Répartition de la zone d'étude.

➤ **Les Paries A et B (alimenté par ; réservoir R2x800 m³R 500 m³)**

$$N = \frac{(S_b \times C.E.S \times N')}{130} \times 5 \quad (IV-14)$$

Avec :

N : nombre d'habitants ;

S_b : surface bâtie ;

N' : nombre d'étages.

Remarque : L'estimation est faite sur la base de **130m²** comme superficie d'un logement et à raison de 5 habitants par logement.

Tableau IV. 1 : Partie A (alimenté par réservoir R 2x800 m³).

Type	Surface Totale (m ²)	Pourcentage des voiries	C.E.S	Nombre de logements	Nombre total d'habitants
R+5	888 625	50%	0,5	10 253	51265

Tableau IV. 2: Estimation d'habitants Partie B (alimenté par le réservoir R 500 m³)

Type	Surface Totale (m ²)	Pourcentage des voiries	C.E.S	Nombre de logements	Nombre total d'habitants
R+5	803 000	50%	0,5	9265	46 325

➤ **La Partie C (zone d'extension au sud de la zone d'étude)**

C'est une zone d'extension projetée sous le nom de POS ZHUN OUEST. Le tableau suivant montre l'estimation du nombre d'habitants selon les types de logements.

Tableau IV. 3 : Estimation d'habitants pour la partie C (zone d'extension au sud de la zone d'étude)

Type	Superficie (m ²)	Nombre de logements	Nombre d'habitants
RDC	236	1	5
R+2	490	10	50
R+3	60 000	1 600	8 000
R+4	33 700	1 123	5 615
R+5	76 600	3 064	15 320

R+6	824	38	190
R+7	1 307	69	345
Total	173 158	5 905	29 525

Remarque : L'estimation est faite sur la base de **150m²** comme superficie d'un logement et à raison de 5 habitants par logement.

Le nombre total d'habitants dans notre zone d'étude est :

$$51265+46\ 325+29\ 525 = \mathbf{127115\ habitants.}$$

L'estimation du nombre d'habitants selon la densité d'urbanisation considère que la zone d'étude est à **saturation** en termes d'habitants.

IV.3.2 Évaluation du débit moyen journalier rejeté

Du fait de l'afflux touristique dans la zone d'étude, la population connaît une forte croissance durant la saison estivale. Cela implique une dotation en eau par habitant plus élevée par rapport à d'autres zones. Par conséquent, la quantité d'eau allouée est de **200 l/j/habitant**.

IV.3.2.1 Besoins domestiques

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

$$Q_{\text{moy,j,rej}} = N_{\text{hab}} \times D \times Cr \quad (\text{IV-15})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,j,rej}}$: Débit moyen journalier rejetée en (l/j) ;

N_{hab} : Nombre d'habitants ;

Cr : Coefficient de rejet (0,8) ;

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j hab.

IV.3.2.2 Besoins d'équipements

Les besoins d'équipements sont estimés à **30%** des besoins domestiques.

IV.3.3 Détermination de débit de pointe Q_{pte}

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \times Q_{\text{moy,j,rej}} \quad (\text{IV-16})$$

Le coefficient de pointe « K_p » est le rapport du débit maximal dans l'heure la plus chargée sur le débit moyen journalier.

Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}}, \text{ quand } Q_{\text{moy},j} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3, \text{ quand } Q_{\text{moy},j} < 2,8 \text{ l/s}$$

IV.3.4 Résultat de calcul de débit total des eaux usées de la zone d'étude

Le tableau suivant montre les résultats de calculs de débit total des eaux usées de la zone d'étude.

Tableau IV. 4: Résultats de calcul de débits rejetés de la zone d'étude.

Population	127 115
Dotation (l/j/hab.)	200
Débit moyen domestique (m ³ /j)	25 423
Débit équipements (m ³ /j)	7 626,9
Débit total (m ³ /j)	33 049,9
Coefficient de rejet (Cr)	0,8
Débit rejeté (l/s)	306,01
Coefficient de pointe K_p	1,64
Débit de pointe (l/s)	501,85

Ainsi, le débit total à acheminer par les différentes parties du réseau est de **501,85 l/s**. Ce flux sera réparti entre les différents tronçons de réseau en fonction de la densité de la population.

IV.4 Évaluation des débits d'eaux usées du village Cheurfa

IV.4.1 Estimation de nombre d'habitants du village Cheurfa

Selon le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008 et d'après les données fournies par l'APC de Tigzirt, Le nombre d'habitants du village Cheurfa est estimé à 893 habitants.

Afin de projeter le nombre d'habitant pour l'horizon d'étude, nous utiliserons la loi des accroissements géométriques.

IV.4.1.1 Définition de la loi des accroissements géométriques

La loi des accroissements géométriques est une formule mathématique fondamentale pour estimer la croissance exponentielle d'une population sur une période déterminée. Elle repose sur le principe des intérêts composés, où le taux d'accroissement s'applique de manière cumulative sur la valeur initiale [BENDIDA, 2020].

$$p_f = p_0(1 + T)^n \quad (IV-17)$$

Où :

T : Taux de croissance de la population considérée ;

p₀ : population de référence ;

p_f : population à l'horizon futur ;

n : C'est la différence en années entre l'année de référence (année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

Selon le RGPH 2008, le taux de croissance du village Cheurfa est estimé à **T= 1,4 %**

IV.4.1.2 Durée envisagée pour l'étude

Chaque étude est menée à long terme, généralement de 20 à 30 ans. L'objectif est de prendre en compte toute extension imprévisible de la région et de répondre aux besoins futurs. Dans cette optique, nous analyserons l'évolution de la population à l'horizon **2054**.

Tableau IV. 5: Estimation de la population au village Cheurfa

Année	2008	2024	2054
Population estimée	893	1115	1692

IV.4.2 Évaluation du débit moyen journalier rejeté

Étant donné que seuls **60 %** du village sont connectés au réseau d'assainissement de la zone d'étude, nous utiliserons cette proportion pour calculer le débit des eaux usées à évacuer. Nous prendrons comme référence une dotation de **150 l/j/habitant**.

IV.4.2.1 Besoin domestiques

$$Q_{moy,j,rej} = 0,6 \times N_{hab} \times D \times Cr \quad (IV-18)$$

IV.4.2.2 Besoin d'équipements

Nous estimons que les besoins en équipements représentent **10 %** des besoins domestiques.

IV.4.3 Détermination de débit de pointe Q_{pte}

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moy,j,rej} \quad (IV-19)$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j,rej}}}, \text{ quand } Q_{moy,j,rej} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3, \text{ quand } Q_{moy,j,rej} < 2,8 \text{ l/s}$$

IV.4.4 Résultat de calcul de débit total des eaux usées du village Cheurfa

Tableau IV. 6 : Résultats de calcul des débits d'eaux usées du village Cheurfa sur différents horizons

Années	Population	$Q_{moy,j,dom}$ (m^3/j)	$Q_{equipements}$ (m^3/j)	Q_{Total} (m^3/j)	$Q_{moy,j,rej}$ (l/s)	K_p	Q_{pte} (l/s)
2008	893	80,37	8,037	88,41	0,82	3	2,46
2024	1115	100,35	10,035	110,38	1,02	3	3,06
2054	1692	152,28	15,228	167,51	1,16	3	3,48

Outre la zone d'étude, le réseau d'assainissement reçoit un débit des eaux usées de **3,48 l/s** en provenance du village de Cheurfa, situé au sud de ladite zone.

IV.4.5 Estimation de débit total des eaux usées acheminée par le réseau d'assainissement

$$Q_{total} = Q_{pte \text{ Cheurfa}} + Q_{pte \text{ zone d'étude}} \quad (IV-20)$$

$$Q_{total} = 3,48 + 501,85 = \mathbf{505,33 \text{ l/s}}$$

Le débit total à évacuer par notre réseau d'assainissement résulte de l'addition des débits de pointe provenant à la fois de la zone d'étude et du village de Cheurfa estimé à **505,33 l/s**.

Ce débit global est ensuite subdivisé en débits partiels dans le réseau, ils sont repérés dans les points d'entrées au réseau d'assainissement et évalués selon la densité de la population desservie.

IV.4.6 Estimation des débits des eaux usées dans les sous bassins

Cette estimation est primordiale pour dimensionner le réseau d'assainissement qui se trouve dans les sous-bassins préalablement identifiés lors de l'étude sur les débits pluviaux. Nous utiliserons la formule du débit de pointe spécifique pour chaque partie (la partie ouest de la ville de Tizirt et le village de Cheurfa). À l'aide des formules suivantes :

$$Q_s = \frac{Q_{\text{pte total}}}{S} \quad (\text{IV-21})$$

$$Q_{\text{sb}} = Q_s \times S_{\text{sb}} \quad (\text{IV-22})$$

Tel que :

Q_s : débit spécifique (l/s/ha)

$Q_{\text{pte total}}$: débit de pointe total (l/s) $\left\{ \begin{array}{l} 501,85 \text{ l/s pour la zone d'étude} \\ 3,48 \text{ l/s pour le village Cheurfa} \end{array} \right.$

S : Surface total des sous bassins (ha) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Surface total des sous bassins de la zone d'étude} \\ \text{ou} \\ \text{surface total des sous bassins de village Cheurfa} \end{array} \right.$

Q_{sb} : Débit de pointe d'eau usé de chaque sous bassin l/s.

➤ Application sur la zone d'étude (partie ouest de la ville de Tizirt)

$$S_{\text{sb total zone d'étude}} = 161,42 \text{ ha}$$

$$Q_s = \left(\frac{501,85}{161,42} \right) = 3,109 \text{ l/s/ha}$$

Tableau IV. 7 : Estimation des débits usés de pointe dans les sous bassin de la zone d'étude.

Sous bassin	superficie (ha)	Débit spécifique (l/s/ha)	Débit de sous bassin (l/s)
1	0,36	3,109	1,11924
2	0,77	3,109	2,39393
3	4,71	3,109	14,64339
4	3,55	3,109	11,03695
5	2,8	3,109	8,7052
6	7,56	3,109	23,50404
7	7,78	3,109	24,18802
8.1	9,23	3,109	28,69607
8.2	6,4	3,109	19,8976
9.1	9,12	3,109	28,35408
9.2	1,25	3,109	3,88625
10	6,16	3,109	19,15144
11.1	8,48	3,109	26,36432
11.2	5,01	3,109	15,57609

12	3,11	3,109	9,66899
13	2,4	3,109	7,4616
14	7,98	3,109	24,80982
15	9,5	3,109	29,5355
16A.1	10	3,109	31,09
16A.2	9,82	3,109	30,53038
16A.3	9,77	3,109	30,37493
16B.1	9,5	3,109	29,5355
16B.2	9,95	3,109	30,93455
17	2,82	3,109	8,76738
18	6,84	3,109	21,26556
19	2,29	3,109	7,11961
20	4,26	3,109	13,24434
Total	161,42	3,109	501,85478

Remarque : les sous bassins 16B.1 et 16B.2 ne sont pas inclus dans les calculs car à l'horizon actuel ces deux sous bassins ne déversent pas dans l'air d'étude.

Donc le débit total des eaux usées de la zone d'étude est ; $501,85 - (29,5355 + 30,93455) = 441,38$ l/s.

➤ Application pour le village Cheurfa

$$S_{sb \text{ total village Cheurfa}} = 33,93 \text{ ha}$$

$$Q_s = \left(\frac{3,48}{33,93} \right) = 0,1025 \text{ l/s/ha}$$

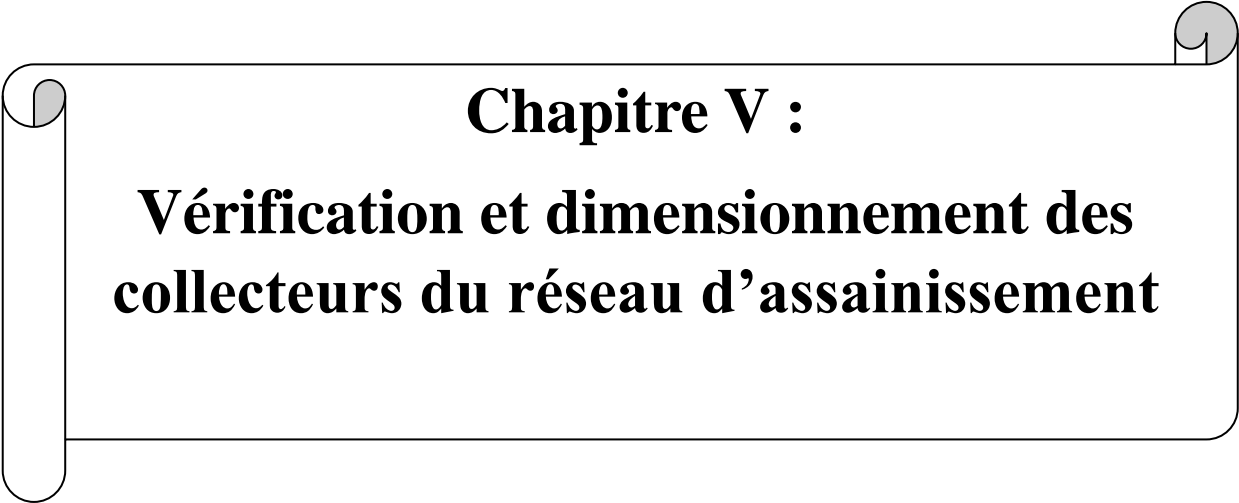
Tableau IV. 8 : Estimation des débits usés de pointe dans les sous bassin du village Cheurfa

Sous bassin	superficie (ha)	Débit spécifique (l/s/ha)	Débit de sous bassin (l/s)
CHEURFA.1	7,63	0,102	0,77826
CHEURFA.2	9,04	0,102	0,92208
CHEURFA.3	8,76	0,102	0,89352
CHEURFA.4	8,5	0,102	0,867
Total	33,93	0,102	3,46086

IV.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mené une évaluation des débits d'eaux usées à évacuer, en tenant compte de leur répartition dans les sous bassin.

Les résultats obtenus révèlent un débit total significatif de **444,86 l/s** à évacuer par notre réseau d'assainissement. Ces données sur les débits des eaux usées constitueront une base de données essentielle dans le chapitre suivant, où nous dimensionnerons de manière optimale les différentes sections de notre réseau d'assainissement.

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and rounded corners. The text is centered within this frame.

Chapitre V :
**Vérification et dimensionnement des
collecteurs du réseau d'assainissement**

V.1 Introduction

Avec l'augmentation de l'urbanisation et de la population, la gestion efficace des eaux pluviales et usées est devenue une priorité pour de nombreuses villes, y compris Tizirt. En effet, cette région est confrontée à des défis récurrents d'inondations lors des averses, ce qui affecte gravement les infrastructures urbaines.

Pour répondre à ces défis, une évaluation approfondie et un redimensionnement adéquat du réseau d'assainissement sont essentiels. Ce chapitre se concentre sur la vérification et le dimensionnement des collecteurs du réseau d'assainissement de Tizirt. Cela passe par l'identification des zones critiques en proposant des solutions pour améliorer la capacité et la résilience du réseau face aux futurs défis climatiques et démographiques.

V.2 Contexte et Objectifs

V.2.1 Nécessité du redimensionnement

L'augmentation de l'urbanisation et de la population entraîne une hausse significative des flux d'eaux usées et pluviales dans les réseaux d'assainissement. Cette croissance met en lumière la nécessité de redimensionner les collecteurs existants afin de garantir leur capacité à gérer ces flux de manière efficace et durable.



Figure V. 1 : Inondations des rues a Tizirt suite à des averses de pluie [Journal dépêche de Kabylie].

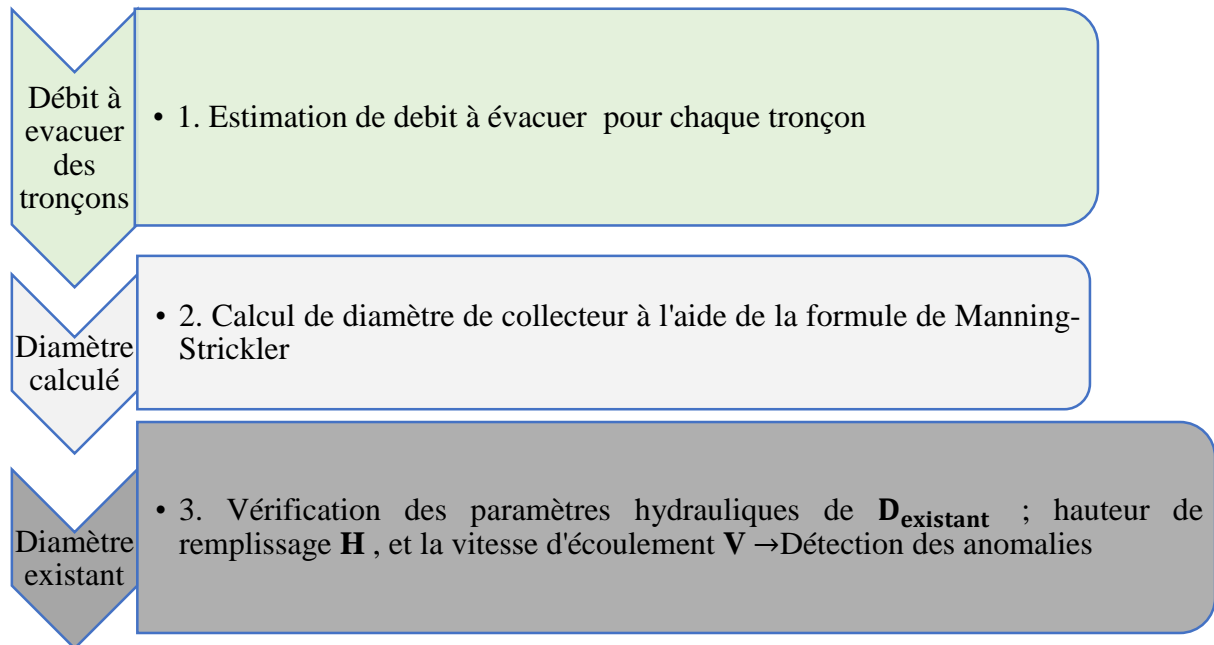
V.2.2 Objectif Principal

L'objectif principal de ce présent chapitre est de vérifier et dimensionner les collecteurs du réseau d'assainissement afin d'assurer leur capacité à gérer les flux d'eaux usées et pluviale.

V.3 Méthodologie Générale

Les schémas suivants montrent la méthodologie générale pour parvenir à notre objectif.

- Premier diagnostic fonctionnel de réseau d'assainissement



- Mesures pour réduire les anomalies de réseau



- 2ème vérification fonctionnelle du réseau existant et détection des tronçons sous dimensionnés ;
- Dernière étape consiste à la correction des tronçons sous-dimensionnés et gestion des risques d'érosion.

V.4 Premier diagnostic fonctionnel de réseau d'assainissement

Ce diagnostic fonctionnel consiste à vérifier les paramètres hydrauliques des différents tronçons du réseau existant. Cela permet d'identifier les collecteurs sous-dimensionnés et surdimensionnés par rapport aux débits estimés, afin de proposer des solutions appropriées aux anomalies détectées.

V.4.1 Estimation des débits à évacuer pour les différents tronçons

Dans les chapitres précédents (3 et 4), nous avons estimé les débits des eaux usées et pluviales à évacuer dans les différents sous bassins de l'aire d'étude et les données ont révélé un débit total de **28,872 m³/s**. Dans ce chapitre, nous avons découpé notre réseau d'assainissement en tronçons élémentaires en fonction des sous bassins déjà délimité.

V.4.1.1 Formules et Méthodes Utilisées

Pour évaluer le débit à assainir par chaque tronçon, nous allons suivre une méthode qui consiste en deux étapes principales :

1. Estimation de débit à évacuer par chaque tronçon

Le débit à évacuer par chaque tronçon ($Q_{\text{tronçon}}$) a été calculé en divisant le débit du sous-bassin Q_{sb} par le nombre total de tronçons inclus dans le sous bassin, selon la formule suivante :

$$Q_{\text{tronçon}} = \frac{Q_{\text{sb}}}{\text{nombre de tronçons de Sb}} \quad (\text{V-23})$$

2. Détermination des débits cumulés

Les débits cumulés pour chaque tronçon ont été obtenus en additionnant le débit de chaque tronçon au débit cumulé des tronçons connectés à ce dernier.

La formule est la suivante :

$$Q_{\text{cumulé}} = Q_{\text{tronçon}} + \sum Q_{\text{cumulés des tronçons connectés}} \quad (\text{V-24})$$

Avec :

Q_{sb} : débit de sous bassin (l/s) ou (m³/s) ;

$Q_{\text{tronçon}}$: débit estimé pour chaque tronçon (l/s) ou (m³/s) ;

$Q_{\text{cumulé}}$: correspond au débit cumulé pour chaque tronçon, également en l/s ou (m³/s).

V.4.1.2 Débits estimés pour les différents tronçons du réseau

Les résultats sont affichés dans le tableau **annexe 1**.

V.4.2 Vérification des paramètres hydraulique du réseau existant

V.4.2.1 Hypothèses

Avant d'entamer le calcul hydraulique du réseau d'assainissement, voici les hypothèses prises en compte :

- L'écoulement est uniforme en surface libre, où le gradient hydraulique de la perte de charge correspond à la pente du radier ;
- La perte de charge générée est assimilée à une énergie potentielle, égale à la différence d'altitude entre l'amont et l'aval du plan d'eau.
- L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre. Il est donc régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \times S \quad (V-25)$$

Avec :

Q : Débit véhiculé en (m³/s) ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

S : Section mouillée en (m²).

V.4.2.2 Formules utilisés

➤ Formule de Chézy

C'est une formule issue de l'équation générale des pertes de charge , mettant en relation la vitesse moyenne de l'écoulement, le rayon hydraulique et les pertes de charge par unité de longueur (ou la pente dans le cas d'un régime uniforme).

La formule de Chézy peut se mettre sous la forme :

$$V = C \times \sqrt{R_h \times J} \quad (V-26)$$

Avec :

- V : vitesse moyenne (m/s) ;
- C : coefficient de Chézy (m^{1/2}/s) ;
- R_h : rayon hydraulique (m) ;
- I : pente de la ligne d'énergie (m/m).

Dans le cas d'un régime uniforme $J= I$ (pente de la conduite). La formule de Chézy permet dans ce cas de calculer le couple hauteur/vitesse correspondant à une valeur particulière de débit. De nombreuses relations existent pour calculer le coefficient C. Les plus connues sont celles de Bazin, de Colebrook et de Manning-Strickler.

➤ Formule de Manning-Strickler

La formule de Manning-Strickler est probablement la plus utilisée pour calculer les pertes de charge linéaires dans les réseaux d'assainissement. Elle ne s'applique strictement qu'aux écoulements turbulents rugueux.

La formule de Manning-Strickler peut se mettre sous la forme :

$$C = K_s \times R_h^{1/6} \quad (V-27)$$

En intégrant cette formulation dans la formule de Chézy, nous obtenons :

$$V = C \times \sqrt{R_h \times J} = K_s \times R_h^{1/6} \times \sqrt{R_h \times J} = K_s \times R_h^{2/3} \times J^{1/2} \quad (V-28)$$

Avec :

- C : coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$) ;
- J : pertes de charge (m/m) (égale à la pente du radier (I) dans le cas d'un régime uniforme) ;
- K_s : coefficient de débit fonction de la rugosité des parois ($m^{1/3}/s$) ;
- R_h : rayon hydraulique $R_h = \frac{\text{Section mouillée}}{\text{perimetre mouillé}}$ (m) ;
- V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

Remarque : La formule de Manning Strickler est conçue pour des écoulements turbulents rugueux et fortement rugueux. Elle ne prend pas en compte l'influence de la viscosité de l'eau, ce qui est crucial pour estimer correctement les pertes de charge dans les écoulements hydrauliquement lisses. Le risque est de sous-dimensionner les sections des ouvrages en adoptant un coefficient de débit trop élevé, ce qui pourrait entraîner des débordements ou des inondations [ASTEE, 2017].

V.4.2.3 Etapes de calcul de diamètre normalisé

La détermination du diamètre normalisé s'effectue en passant par les étapes suivantes :

1. Calcul de diamètre pour une section pleine $D_{\text{calculé}}$

Dans cette étape, nous allons déterminer un diamètre pour un écoulement plein section correspondant au débit total évalué (Q_t).

Pour une section circulaire pleine $R_h = \frac{D}{4}$, $S = \frac{\pi \times D^2}{4}$

$$\begin{array}{c}
 \boxed{V = K_s \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2}} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{Q_t = V \times \left(\frac{\pi \times D^2}{4}\right)} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{D_{\text{calculé}} = \left[\frac{3,21 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}}\right]^{3/8}} \\
 \text{(V-29)}
 \end{array}$$

Q_t : Débit total (m^3/s)

K_s : Coefficient de débit de Manning Strickler en $m^{1/3}/s$.

2. Détermination de diamètre normalisé

Après avoir calculé le $D_{\text{calculé}}$ nous allons choisir un diamètre normalisé tel que :

$$D_{\text{normalisé}} > D_{\text{calculé}}$$

Tableau V. 1 : Diamètres normalisés disponibles pour les conduites pvc et béton.

DN béton	300	400	500	600	700	...
DN PVC	250	300	400	500	600	...

3. Détermination des paramètres de fonctionnement de diamètre normalisé

Ces paramètres sont la hauteur (H) de remplissage et la vitesse d'écoulement (V_e).

✚ Pour cela, nous allons utiliser la condition de fonctionnement à pleine section pour déterminer le débit, la vitesse et la hauteur de remplissage (égale au diamètre normalisé de la conduite), $Q_{PS}, V_{ps}, H = D$.

Nous allons exploiter les rapports :

- Rapport des débits : $r_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$
- Rapport des vitesses : $r_v = \frac{V_e}{V_{ps}}$
- rapport des hauteurs $r_h = \frac{H}{D}$

En calculant r_Q , nous déterminons r_v et r_h à l'aide des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 r_v = & (-25,63 r_Q^6) + (93,647 r_Q^5) - (134,25 r_Q^4) + (95,24 r_Q^3) - (35,151 r_Q^2) \\
 & + (7,0395 r_Q^1) + 0,2263
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_h = & (-11,423 r_Q^6) + (40,641 r_Q^5) - (55,497 r_Q^4) + (37,115 r_Q^3) - (12,857 r_Q^2) \\
 & + (2,8373 r_Q^1) + 0,0359
 \end{aligned}$$

Puis, nous calculons facilement la vitesse et la hauteur d'écoulement ;

$V_e = r_v \times V_{ps}$ tel que V_e : vitesse d'écoulement à calculer ;

$H = r_h \times D$, tel que H la hauteur de remplissage à calculer.

4. Vérification des paramètres hydrauliques de diamètre normalisé

- Vérification de la vitesse d'écoulement à l'auto curage :

C'est la vitesse d'écoulement au 1/10 du débit à pleine section, elle doit être au moins égale à la vitesse d'entraînement des sables, soit 0,6 m/s pour les systèmes unitaire et pluvial. Pour le système séparatif, elle doit être égale ou supérieure à 0,3 m/s, calculée au centième de ce même débit. En termes mathématiques, cela se traduit par : $V_{Aut} = 0,6 \times V_{PS}$

V_{Aut} : vitesse d'auto curage en (m/s) ;

V_{PS} : Vitesse à pleine section en (m/s).

- Vérification de la vitesse maximale

La vitesse d'écoulement doit être si possible inférieure à **4 m/s** (pour éviter le risque de dégradation des joints ou d'érosion)

- Vérification de la hauteur de remplissage

La hauteur de remplissage doit être inférieure à 8/10 de diamètre normalisé en d'autres termes (remplissage inférieur à 80 %).

Justification :

1. Prévention des débordements : Un remplissage inférieur à 80 % permet de prévenir les débordements pendant les périodes de pointe de débit ;
2. Efficacité de l'écoulement : Maintenir une hauteur de remplissage adéquate optimise l'efficacité hydraulique de la conduite, réduisant les risques de colmatage et d'accumulation de sédiments.

V.4.3 Application sur le réseau existant

Dans cette phase préliminaire, nous avons entamé un diagnostic fonctionnel des collecteurs existants en vérifiant leurs paramètres hydrauliques. Les résultats de calcul sont affichés dans

Les résultats sont affichés dans le tableau **annexe 2**

V.4.3.1 Analyse des Résultats de vérification

- ✚ L'auto curage est vérifié pour tous les tronçons étudiés ;

- ✚ **Tronçons Sous-Dimensionnés** : Parmi les 74 tronçons analysés, 42 présentent un diamètre existant inférieur au diamètre calculé nécessaire pour évacuer les débits estimés. Ce sous-dimensionnement représente environ 56% des tronçons étudiés. Les conséquences potentielles de ce sous-dimensionnement incluent des risques accrus de débordement et d'inondation, notamment pendant les périodes de crues ;
- ✚ **Tronçons à Maintenir** : 32 tronçons ont été identifiés comme ayant de bonnes performances hydrauliques, avec des vitesses d'auto curage supérieures à 0,6 m/s. Ces tronçons sont capables de maintenir une bonne capacité d'écoulement et de minimiser les dépôts de sédiments, ce qui est essentiel pour la durabilité du réseau.

Remarque : Parmi les tronçons à maintenir, 13 présentent des vitesses d'écoulement dépassant 4 m/s. Ces résultats s'expliquent principalement par l'approche que nous avons utilisée pour déterminer ces tronçons, où nous avons privilégié des pentes maximales sur de longues distances sans prendre en compte les variations intermédiaires de pente. Toutefois, il est important de noter que le réseau actuel est équipé de regards de chute, ce qui contribue à modérer les vitesses d'écoulement et à réduire le risque d'érosion des conduites, de ce fait notre réseau ne présente pas de risque d'abrasion des conduites.

V.4.3.2 Recommandations

L'analyse des résultats indique que notre réseau d'assainissement existant présente plusieurs insuffisances critiques qui nécessitent des interventions ciblées :

1. **Mise à niveau des Tronçons sous-dimensionnés** : Pour les tronçons sous-dimensionnés, il est recommandé de procéder à des travaux de mise à niveau pour augmenter le diamètre des conduites. Cela permettra d'améliorer la capacité du réseau à gérer les débits estimés et de réduire le risque de débordement,
2. **Réduction du débit pluvial** : Il est essentiel de réduire le débit pluvial entrant dans le réseau d'assainissement en installant des déversoirs d'orage ou des canaux d'évacuation. Ces dispositifs permettront de détourner une partie des eaux pluviales vers des zones de rétention ou des cours d'eau naturels, diminuant ainsi la charge sur le réseau principal.
3. **Maintenance préventive** : Les tronçons identifiés comme performants doivent être régulièrement entretenus pour maintenir leur efficacité. Une maintenance préventive permettra de prolonger la durée de vie des conduites et de réduire les coûts de réparation à long terme.

En conclusion, l'analyse des résultats des calculs de vérification de notre réseau d'assainissement a mis en lumière des points critiques nécessitant des interventions immédiates. Ces actions correctives sont essentielles pour assurer la fonctionnalité et la durabilité du réseau face aux défis actuels et futurs.

V.5 Mesures pour réduire les anomalies de réseau

Afin d'optimiser notre réseau d'assainissement et d'éviter le surdimensionnement des collecteurs, nous projetons d'installer des déversoirs d'orage. Ces dispositifs permettront de décharger efficacement les eaux pluviales excédentaires vers les cours d'eau ou les zones prévues à cet effet. Les débits pluviaux sont généralement plus importants que les débits d'eaux usées et peuvent être évacués hors des collecteurs, contrairement aux eaux usées qui nécessitent un traitement spécifique. En adoptant cette approche, nous prévenons la saturation des réseaux, et réduire les risques de débordements et d'inondations.

V.5.1 Dimensionnement de déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est une structure qui permet d'évacuer par surverse les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

On distingue différents types de déversoirs en fonction de la pente, du type d'écoulement et de la position du bassin de décantation. :

- Les déversoirs à seuil latéral.
- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à barrage gonflable.

Le type compatible avec notre cas d'étude est le déversoir à seuil latéral.

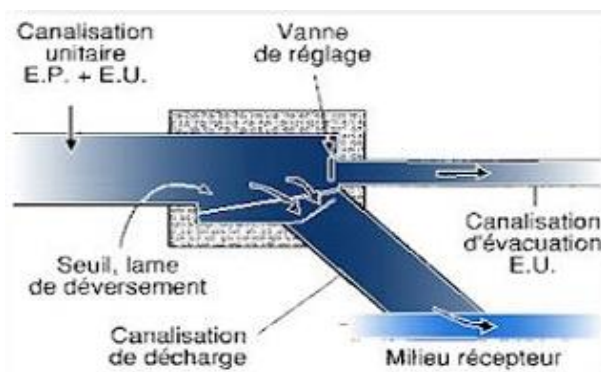


Figure V. 2 : Schéma de déversoir d'orage à seuil latéral.

V.5.1.1 Localisation des déversoirs d'orage

- DVO2 : projeté pour l'évacuation des eaux pluviales de la cité Zeghdoud et de la partie concernée du POS ZHUN ;
- DVO3 : concerne la rénovation du DVO existant sur la RN72 ;
- DVO4 : projeté pour l'élimination des eaux pluviales à l'amont de l'arrêt de bus Iflissen ;
- DVO6 : projeté pour soulager le collecteur DN 1200 existant ;



Figure V. 3 : Positions des Déversoirs d'orage projetés.

V.5.1.2 Mode de calcul

Le débit déversé est donné par la formule Bazin :

$$Q_d = 2/3 \times \mu \times \sqrt{2g} \times H_d^{2/3} \times L \quad (V-30)$$

Avec :

- Q_d : débit déversé en m^3/s
- μ : coefficient expérimental du déversoir ($\mu=0,6$)
- L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres
- g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir.

➤ Détermination de débit déversé Q_d

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

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \quad (V-31)$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = d \times Q_{US} \quad (V-32)$$

d : représente la dilution ($d=1$ pour notre cas).

Nous aurons le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_d = Q_T - Q_{ST}$$

➤ Détermination de la hauteur de la charge

$$H_d = H_t - H_{\text{seuil}} \quad (V-33)$$

Avec :

H_t : Hauteur de la lame correspondant au débit total ;

H_{seuil} : Hauteur de la lame correspondant à l'eau usée.

➤ Calcul de longueur du déversoir

$$L = \frac{3}{2} \times \frac{Q_d}{\mu \times H_d \times \sqrt{2 \times g \times H_d}} \quad (V-34)$$

V.5.1.3 Résultats de dimensionnements des déversoirs d'orages

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 : Résultats de dimensionnement des déversoirs d'orage.

Déversoir	Diamètre d'entrée (mm)	Débit par temps sec (m^3/s)	Débit total (m^3/s)	Dilution	Débit à déverser (m^3/s)	Hauteur de charge (m)	Longueur (m)	Longueur à prendre (m)
DVO 2	1200/600	0,029529	1,7821	1	1,7525	0,8622	1,23548223 8	2
DVO 3	1000	0,092	5,58	1	5,488	0,6239	6,28538856 9	7
DVO 4	600/900	0,0903	5,454	1	5,3637	0,9315	3,36729137 1	4
DVO 6	800/300	0,06	4,2913	1	4,231	0,762	3,59005478	4

Remarque :

- À l'entrée des déversoirs d'orage nous avons pris les diamètres normalisés pour les tronçons sous dimensionnés.
- Le déversoir DVO2 qui se trouve à l'amont de DVO3, sont reliés par le collecteur 36A-63-36B, donc pour dimensionner DVO3 nous avons retranché le débit pluvial déverser par ce dernier lors des calculs.

Tableau V. 3 : Débit pluvial réduit et collecteur aval déchargé.

N° DVO	Tronçons d'entrés	Diamètre pris (mm)	Débit pluviale retranché a l'aval de DVO (m ³ /s) et tronçon aval déchargé
DVO2	36-36A	DN 1200	1,7525 (36A-63)
	59-36A	D existant 600	
DVO3	63-36B	DN 1000	5,488 (4B-4A)
DVO4	48-49	DN 600	5,3637 (48-46)
	48-52	DN 1000	
DVO6	28-27	D existant 300	4,231 (27-8)
	29-27	DN 900	

V.6 Deuxième vérification fonctionnelle du réseau existant et détection des tronçons sous dimensionnés

Dans cette section, nous procéderons à l'évaluation des performances du réseau existant après avoir optimisé les débits pluviaux.

Les résultats de la vérification dans le tableau **annexe 3**

V.6.1 Analyses des résultats

L'analyse des résultats obtenus suite à l'optimisation des débits pluviaux à l'aide de déversoirs d'orage met en évidence plusieurs bénéfices significatifs pour le réseau d'assainissement urbain :

- **Réduction des Débits à Assainir et les risques de surverses** : Nous avons constaté une diminution notable des débits à assainir pour 19 tronçons du réseau. Cette réduction est particulièrement marquée sur les tronçons situés en aval des déversoirs d'orage. Ces dispositifs jouent un rôle crucial en régulant les débits entrants, ce qui permet de diminuer la charge hydraulique des tronçons et prévenir les risques de surverses.

- **Optimisation des Capacités Hydrauliques du réseau :** Nous avons observé une diminution du nombre de tronçons sous-dimensionnés, passant de 42 à 37. Cette optimisation des capacités hydrauliques du réseau est directement attribuable à l'utilisation efficace des déversoirs d'orage pour gérer les pointes de débit, évitant ainsi la nécessité de sur-dimensionner les conduites, ce qui aurait été coûteux et moins efficace.

A noter que les eaux pluviales peuvent être évacuées directement dans le milieu naturel, car elles ne posent pas de problèmes de pollution. En revanche, les eaux usées doivent obligatoirement être évacuées dans des conduites fermées pour éviter toute contamination environnementale.

V.7 Correction des tronçons sous-dimensionnés et gestion des risques d'Érosion

Nous proposons plusieurs solutions pour remédier aux tronçons sous-dimensionnés du réseau d'assainissement. Nous envisageons le remplacement de certains tronçons par des diamètres normalisés afin d'améliorer leur capacité hydraulique. De plus, l'installation de regards de chute pour contrôler efficacement les vitesses d'écoulement élevées. Nous prévoyons également le dédoublement d'un tronçon en ajoutant un collecteur parallèle à celui existant.

V.7.1 Correction des tronçons sous-dimensionnés

V.7.1.1 Remplacement des tronçons

Nous proposons le remplacement des 36 tronçons sous dimensionnés par de nouveaux diamètres normalisés, pour les tronçons avec de grande vitesses d'écoulement des regards de chutes sont à projeter.

V.7.1.1.1 Regards de chute :

Le regard de chute est l'un des ouvrages les plus couramment utilisés en assainissement. Il permet une dissipation d'énergie localisée, ils servent aussi à créer un décrochement dans le profil on long du collecteur de tronçon et à éviter les grandes excavations, dans les zones où le terrain est fortement accidenté. Ce dispositif est généralement employé pour gérer deux types de chutes :

- Les chutes verticales profondes ;
- Les chutes toboggan.

En plus de dissiper l'énergie, le regard de chute joue un rôle crucial dans la prévention de l'érosion des canalisations en réduisant la vitesse d'écoulement [REKAIBA&CHEDJARI, 2018].

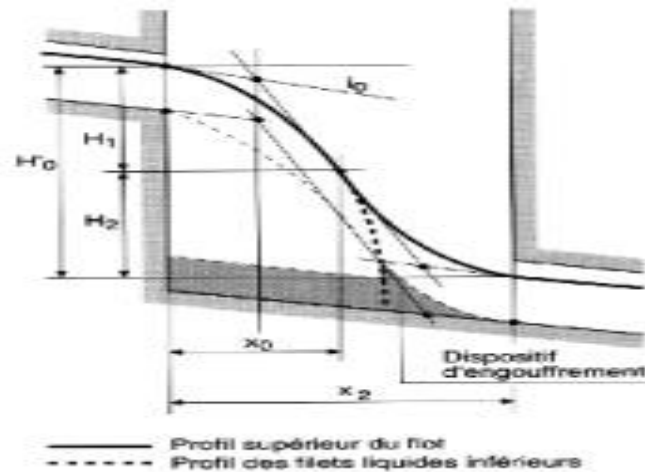


Figure V. 4: Principe de conception d'un regard de chute.

- **Méthode de dimensionnement :**

Le dimensionnement d'un regard de chute consiste à déterminer sa longueur (L) de la façon suivante :

L'équation de mouvement d'une particule :

$$X = V \times T \quad (V-35)$$

$$Y = \frac{1}{2} \times g \times t^2 \quad (V-36)$$

Avec :

X : la longueur de regard (m) ;

Y : la différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier ;

V : la vitesse maximale de la particule en amont avant la chute ;

T : temps de chute.

Pour $Y=H$ et $X=L$, nous aurons ;

$$L = V_{\max} \times \sqrt{\frac{2 \times H}{g}} \quad (V-37)$$

Avec :

H : Hauteur de chute

L : longueur de chute

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

V_{\max} : vitesse maximale (m/s) ($Rv=1 \rightarrow V_{ps}=V_{\max}$)

➤ La hauteur de regard

$$H = D + 0,8D$$

➤ Calcul de la longueur (L) de la chambre de regard

$$L = V_{\max} \times \sqrt{\frac{2 \times H}{g}} \quad (\text{V-38})$$

➤ Calcul de la largeur (B) de la chambre de regard

$$B = 1,5 \times D \quad (\text{V-39})$$

Tableau V. 4 : Résultats de redimensionnement des collecteurs sous dimensionnés.

tronçons	Débit cumulé/ton (m ³ /s)	Pente I	D calculé (mm)	D normalisé projeté (mm)	Vps DN (m/s).	Qps DN (m ³ /s).	Rq	Rv	rH	Ve (m/s)	H (m)	vitesse auto curage (m/s)	Observation
14--17	7,3557384	0,016	1433,2	1500	4,7019	8,3048	0,88	1,11	0,73	5,23	1,10	2,82118395	DN1500/ Regard de chute
18--20	0,2454446	0,011	432,28	500	1,8436	0,3618	0,67	1,08	0,60	1,99	0,30	1,10621203	DN500
26--46	0,7577206	0,035	531,07	600	3,7124	1,0491	0,72	1,09	0,62	4,05	0,37	2,22747549	DN600
46--48	0,3137315	0,032	387,70	400	2,7147	0,3409	0,92	1,11	0,76	3,03	0,30	1,62884390	DN400
26.A--43	6,1881096	0,09	979,35	1000	8,3338	6,5420	0,94	1,12	0,79	9,33	0,79	5,00031331	DN1000/pente 0,09/Regards de chutes
48--52	3,9959013	0,04	967,71	1000	5,5559	4,3613	0,91	1,11	0,76	6,20	0,76	3,33354220	DN1000/pente 0,04 /Regards de chute
52--54	3,2867695	0,03	949,19	1000	4,8115	3,7770	0,87	1,11	0,72	5,34	0,72	2,88693223	N1000/ Pente 0,03/regards de chute
48--49	1,4595357	0,078	585,23	600	5,5195	1,5598	0,93	1,11	0,78	3,96	0,46	3,31175332	DN600
49--51	0,4865119	0,04	439,34	500	3,5	0,6868	0,70	1,08	0,61	3,81	0,30	2,1	DN 500/ Pente 0,04
49--50	0,4865119	0,035	450,20	500	3,2793	0,6435	0,75	1,09	0,64	3,59	0,32	1,96761046	DN500
54--55	2,9322036	0,07	775,83	800	6,3338	3,1821	0,92	1,11	0,76	7,07	0,61	3,80030372	DN800 /pente 0,07 /regards de chutes

Tableau V.1: Résultats de redimensionnement des collecteurs sous dimensionnés (suite).

55--57	0,9774012	0,02	649,92	700	3,0972	1,1913	0,82	1,10	0,68	3,42	0,47	1,85833063	DN700 /pente 0,02
55--56	0,9774012	0,021	639,12	700	3,2386	1,2457	0,78	1,10	0,66	3,56	0,46	1,94320374	DN700
54.A-- 58.A	1,9454223	0,03	779,73	800	4,1464	2,0831	0,93	1,11	0,78	4,64	0,62	2,48788278	DN800 /pente 0,03 / regards de chutes
58.A-- 58	0,9727111	0,04	569,68	600	3,9523	1,1169	0,87	1,111	0,72	4,39	0,43	2,37141079	DN600/ pente 0,04 / regards de chutes
43-- 45.A	4,7698460	0,02	1177,6	1200	4,4363	5,0148	0,95	1,12	0,79	4,97	0,95	2,66181861	DN1200 /pente 0,02/ regards de chutes
45.A-- 45.B	3,5044773	0,059	855,57	900	6,3080	4,0109	0,87	1,111	0,72	7,01	0,65	3,78481214	DN900 /regards de chute
31--33	2,5372583	0,1	687,32	700	6,9255	2,6639	0,95	1,12	0,79	7,76	0,55	4,15535363	DN700 /pente 0,1 /regards de chute
8--8.A	0,1286406	0,005	393,99	500	1,2374	0,2428	0,53	1,01	0,52	1,25	0,26	0,74246212	DN500/ Pente 0,005
8--27	0,3559160	0,008	516,96	600	1,8735	0,5294	0,67	1,08	0,59	2,02	0,35	1,12415652	DN 600
27--29	4,2272753	0,08	867,90	900	7,3242	4,6571	0,90	1,11	0,75	8,17	0,67	4,39456571	DN900/ regards de chute
29--31	2,6015787	0,065	751,51	800	6,1177	3,0735	0,84	1,10	0,70	6,77	0,56	3,67067755	DN800/ regards de chute
29--32	1,4970559	0,088	577,40	600	5,8683	1,6583	0,90	1,11	0,75	6,54	0,45	3,52098935	DN 600/ regards de chute
36.A-- 36	1,3861629	0,002	1065,7	1200	1,6824	1,9018	0,72	1,09	0,62	1,83	0,75	1,00946946	DN1200
63-- 36B	5,5808230	0,087	948,09	1000	8,1952	6,4332	0,86	1,11	0,72	9,10	0,72	4,91716349	DN1000/ regards de chute
61--62	1,3877783	0,111	537,00	600	6,6009	1,8654	0,74	1,09	0,63	7,23	0,38	3,96054983	DN600 / regards de chute
62--63	2,7755567	0,211	617,51	700	10,080	3,8774	0,71	1,09	0,62	10,9	0,43	6,04835105	DN 700/ regards de chute
A--B	0,5290348	0,027	486,16	500	2,9052	0,5701	0,92	1,11	0,77	3,24	0,38	1,74312374	DN 500
33--34	0,6415954	0,03	514,38	600	3,4228	0,9672	0,66	1,07	0,59	3,69	0,35	2,05370198	DN600 pente 0,03
33--35	0,6415954	0,04	487,37	500	3,5	0,6868	0,93	1,11	0,78	3,91	0,39	2,1	DN500/ Pente 0,04
4.A-- 4.B	0,5224293	0,036	458,47	500	3,3544	0,6583	0,79	1,10	0,66	3,69	0,33	2,01268756	DN500
2--3	1,1617735	0,008	807,22	900	2,4420	1,5527	0,74	1,09	0,64	2,67	0,57	1,46523662	DN900
3--4	0,8421014	0,012	675,05	700	2,4117	0,9276	0,90	1,11	0,75	2,69	0,52	1,44703328	DN700

Tableau V.2: Résultats de redimensionnement des collecteurs sous dimensionnés (suite et fin).

4--4.A	0,6822654	0,03	526,38	600	3,4228	0,9672	0,70	1,08	0,61	3,72	0,37	2,05370198	DN 600 pente 0,3
4--12	0,1598360	0,029	307,05	400	2,5758	0,3235	0,49	0,99	0,49	2,56	0,19	1,54552140	DN400
45.B-- 45	2,2391085	0,02	886,87	900	3,6621	2,3285	0,96	1,12	0,80	4,10	0,72	2,19728285	DN900 / pente 0,02

➤ **Résultats de calculs des regards de chutes**

Tableau V. 5 : Dimensionnement de regards de chutes

Tronçons	Diamètre (mm)	Vmax (m/s)	Hauteur H (m)	Longueur L (m)	largeur B (m)
14--17	1500	4,70197325	2,7	3,488530548	2,25
26.A--43	1000	8,333855523	1,8	5,048504107	1,5
48--52	1000	5,555	1,8	3,36512197	1,5
52--54	1000	4,81	1,8	2,913813983	1,5
54--55	800	6,33	1,44	3,429773577	1,2
54.A--58.A	800	4,14	1,44	2,243169448	1,2
58.A--58	600	3,95	1,08	1,853486672	0,9
43--45.A	1200	4,43	2,16	2,939754717	1,8
45.A--45.B	900	6,3	1,62	3,620583358	1,35
31--33	700	6,92	1,26	3,507291487	1,05
27--29	900	7,32	1,62	4,206773045	1,35
29--31	800	6,11	1,44	3,310571336	1,2
29--32	600	5,86	1,08	2,749729595	0,9
63--36B	1000	8,19	1,8	4,961358944	1,5
61--62	600	6,6	1,08	3,096965073	0,9
62--63	700	10,08	1,26	5,108887022	1,05

V.7.1.2 Dédoublage des Tronçons

Pour le tronçon sous dimensionné (1-5) avec le débit 8,644 m³/s, projeter un collecteur DN 1000 parallèle au collecteur existant (D1200).

Tableau V. 6 : Collecteur (1-5) dédoublé.

Paramètres	Diamètre (mm)	Pente	Débit évacué (m ³ /s)	Hauteur de remplissage (m)	Vitesse auto curage (m/s)	Remarque
Existant	1200	0,051	4,924	0,68	4,26	Projeter des regards de chute
Projeté	DN 1000	0,051	3,72	0,643	3,77	

V.7.2 Gestion de risque d'érosion

Pour gérer efficacement les risques d'érosion dans le réseau d'assainissement, plusieurs stratégies sont envisagées :

- Installation d'ouvrages de dissipation d'énergie pour ralentir la vitesse d'écoulement et minimiser l'abrasion des conduites.
- Installation de regards de chute, qui créent des décrochements dans le profil du collecteur, permettant ainsi de réduire la pente du terrain dans les tronçons à risque d'érosion, ce qui modifie le profil du collecteur pour diminuer la vitesse d'écoulement et stabiliser le flux hydraulique.
- Réduction du débit à évacuer.
- Utilisation de matériaux résistants comme la fonte ou le polyéthylène à haute densité (PEHD).

V.8 Conclusion

En conclusion, ce chapitre a mis en lumière les défis critiques du réseau d'assainissement de Tigzirt, notamment le sous-dimensionnement des collecteurs et les risques accrus d'inondations. En identifiant les tronçons nécessitant une mise à niveau, nous avons proposé des solutions concrètes pour renforcer la capacité hydraulique et la résilience du réseau.

Les recommandations telles que l'installation de déversoirs d'orage et la maintenance préventive sont essentielles pour assurer la durabilité et l'efficacité opérationnelle du réseau face aux futurs défis climatiques et démographiques.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

Chapitre VI :

Gestion des eaux pluviales pour la prévention des inondations urbaines

VI.1 Introduction

La gestion des risques d'inondation est devenue un défi majeur pour les villes contemporaines. En effet, les gestionnaires sont confrontés à des événements météorologiques extrêmes de plus en plus fréquents. Parmi ces événements : L'urbanisation rapide, l'imperméabilisation des surfaces, et les changements climatiques. Ces risques menacent les infrastructures, les habitations, et la sécurité des populations.

Dans ce chapitre, nous explorerons les stratégies essentielles pour une gestion efficace des eaux pluviales, visant à réduire les risques d'inondation et à atténuer leurs impacts sur l'environnement et les infrastructures urbaines. Nous analyserons les causes principales des inondations urbaines, leurs conséquences dévastatrices, ainsi que les mesures clés pour améliorer la capacité des villes face à cette problématique croissante.

VI.2 Cause des inondations urbaines

Les facteurs qui aggravent le risque d'inondation par ruissellement pluvial urbain sont multiples et résultent de l'aménagement des espaces naturels ou ruraux en milieu urbain, ainsi que des activités qui y sont associées. Les principales causes incluent :

- **Obstacles à l'écoulement et capacité limitée des ouvrages hydrauliques :** Les infrastructures urbaines comme les routes surélevées, les voies ferrées, les canaux et autres ouvrages peuvent agir comme des barrages aux écoulements superficiels. En cas de précipitations intenses, ces obstacles peuvent perturber les chemins naturels d'écoulement, souvent concentrant les eaux vers des points vulnérables ;
- **Urbanisation et aménagement des espaces périurbains :** L'extension rapide des zones urbaines a entraîné une imperméabilisation accrue des sols. Cela augmente significativement la vitesse et le volume des écoulements, rendant les bassins versants plus susceptibles aux inondations. De plus, les pratiques comme le recalibrage des cours d'eau et la suppression des zones naturelles inondables aggravent ces risques ;
- **Modes d'occupation des sols :** La construction en sous-sol et les infrastructures à forte pente peuvent aggraver les dommages lors d'inondations en restreignant les écoulements superficiels et en augmentant les vitesses d'écoulement. Les objets urbains comme les véhicules et les débris peuvent également obstruer les voies d'écoulement, aggravant ainsi les inondations ;
- **Causes sociologiques :** La méconnaissance des risques d'inondation, notamment dans les zones historiquement inondables mais urbanisées récemment, ainsi que la tendance à enterrer les cours d'eau superficiels, ont contribué à une perte de conscience collective des dangers liés aux inondations. Cela est exacerbé par une division administrative des responsabilités qui ne favorise pas toujours une gestion intégrée des risques ;

- **Mauvaise conception et entretien des ouvrages hydrauliques** : Les infrastructures existantes peuvent être mal conçues pour gérer les écoulements, surtout en cas de crise. Un entretien inadéquat, comme le manque de nettoyage des systèmes de drainage ou l'accumulation de débris dans les canaux, peut réduire leur capacité d'écoulement et aggraver les inondations ;
- **Évolution climatique et irrégularités pluviométriques** : Les changements climatiques entraînent une augmentation de l'intensité et de la fréquence des précipitations extrêmes. Les infrastructures urbaines conçues pour des conditions climatiques antérieures peuvent ne pas être adaptées à ces nouveaux régimes pluviométriques, augmentant ainsi le risque d'inondation. [DESBORDES ,1994]

VI.3 Conséquences des inondations dans le milieu urbain

Les inondations en milieu urbain, résultant souvent de pluies intenses, entraînent des débits d'eau de ruissellement très importants. Ces débits peuvent saturer les réseaux d'évacuation des eaux pluviales et les infrastructures hydrauliques, provoquant des débordements significatifs. Ces débordements se propagent généralement le long des rues à des vitesses élevées et à des hauteurs d'eau variables, ce qui peut causer des dégâts humains et matériels considérables.

➤ Dégâts matériels et humains

Les inondations peuvent entraîner des dommages importants aux bâtiments, infrastructures, véhicules, et autres biens matériels. Les vitesses élevées de l'eau de ruissellement, combinées à des hauteurs d'eau variables, augmentent la force destructrice des inondations. Les dégâts matériels incluent la destruction de routes, de ponts, et d'autres infrastructures essentielles, perturbant ainsi la vie quotidienne et les activités économiques. Les inondations peuvent également mettre en danger la vie humaine, provoquant des blessures ou des décès par noyade, ainsi que des évacuations massives.

➤ Pollution des eaux de surface et souterraines

Les eaux de ruissellement en milieu urbain peuvent transporter divers polluants, y compris des hydrocarbures, des métaux lourds, et d'autres contaminants issus des surfaces urbaines. Cette pollution affecte non seulement les eaux de surface mais aussi les eaux souterraines, posant des risques pour la qualité de l'eau potable et les écosystèmes aquatiques. Les inondations peuvent ainsi aggraver les problèmes de santé publique et environnementale.

➤ **Impact sur les réseaux de transport et de communication**

Les inondations urbaines perturbent souvent les réseaux de transport et de communication, rendant les routes impraticables et endommageant les lignes électriques et de télécommunication. Cette perturbation peut entraîner des coupures d'électricité, des interruptions de service téléphonique et internet, et des difficultés de déplacement pour les résidents et les services d'urgence.

➤ **Érosion et dépôts de boues**

L'érosion des sols, particulièrement en milieu rural, peut également affecter les zones urbaines par le transport de boues vers les infrastructures de transport et de stockage des eaux pluviales. Ces dépôts de boues peuvent obstruer les canaux et les égouts, réduisant leur efficacité et augmentant le risque d'inondations futures. En milieu rural, le ruissellement peut se transformer en coulées de boue, causant des dégâts supplémentaires.

➤ **Exposition du territoire**

Les inondations peuvent affecter des territoires éloignés de tout cours d'eau, y compris les zones montagneuses et les plaines. En milieu urbain, même les zones bien planifiées peuvent être vulnérables aux inondations si les infrastructures de drainage sont insuffisantes ou mal entretenues. L'urbanisation rapide, avec une augmentation des surfaces imperméabilisées, exacerbe ce risque en réduisant la capacité naturelle du sol à absorber les précipitations.

Les inondations en milieu urbain représentent une menace complexe et multifacette, nécessitant une gestion efficace des infrastructures et une planification urbaine rigoureuse pour minimiser leurs impacts négatifs sur la société et l'environnement. [www.eaufrance.fr]

VI.4 Étapes de la gestion des eaux pluviales

La gestion des eaux pluviales implique leur infiltration, stockage, collecte, transport et, si nécessaire, leur traitement avant leur rejet dans le milieu naturel. Les responsables de l'urbanisme et les acteurs de l'assainissement reconnaissent l'importance cruciale d'une gestion efficace du cycle des eaux pluviales. Cela permet de réduire la quantité d'eau en période de pluie, de maîtriser les pollutions urbaines et de préserver la qualité des eaux.

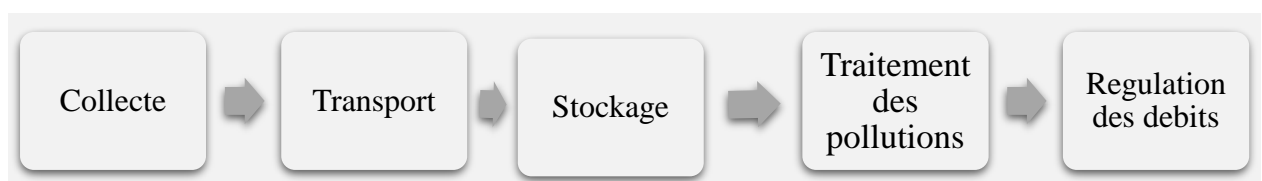


Figure VI. 1 : Étapes de gestion des eaux pluviales.

VI.5 Mesures pour gérer les eaux pluviales et diminuer le risque d'inondation

La gestion des eaux pluviales en milieu urbain est essentielle pour réduire les risques d'inondation et minimiser les impacts sur l'environnement et les infrastructures. Voici quelques mesures clés à adopter :

VI.5.1 Limiter l'imperméabilisation du sol

Il est essentiel de veiller à une utilisation prudente de la parcelle et de privilégier la création d'espaces végétalisés plutôt que des surfaces imperméabilisées.

Dans la mesure du possible, il convient d'utiliser des matériaux poreux et des revêtements perméables tels que le béton poreux, le béton bitumineux drainant, l'enrobé à liant synthétique drainant, les revêtements alvéolaires, les pierres et le béton posés avec des joints perméables (joints creux enherbés ou remplis de granulats), ainsi que les mélanges terre-pierre enherbés.

Il est également possible de déconnecter les eaux pluviales du réseau d'égout et/ou de désimpermeabiliser les sols en modifiant ou retirant les revêtements de surface afin de restaurer la capacité d'absorption du sol. [MEMENTO ,2023]

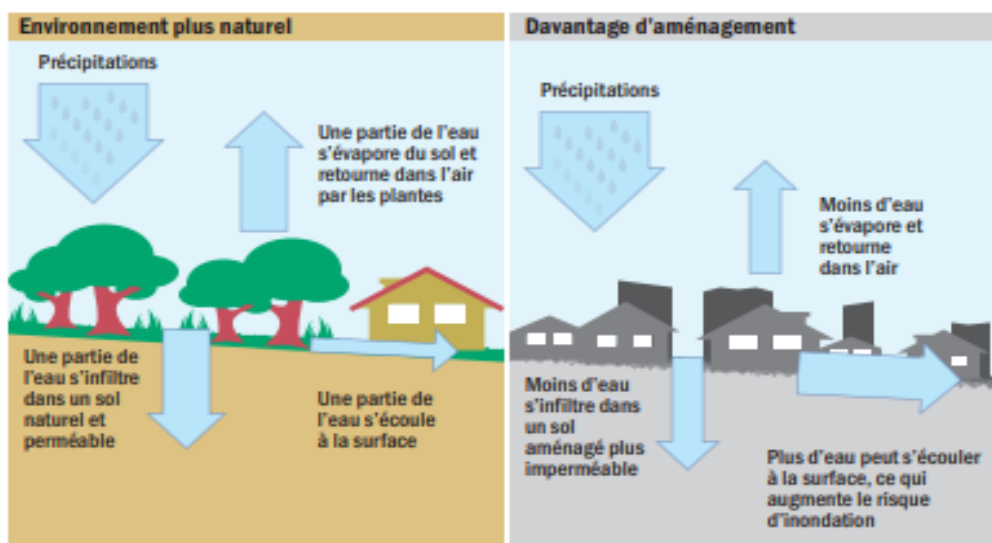


Figure VI. 2 : Différence de ruissellement des eaux pluviales sur des surfaces naturelles et imperméables.

VI.5.2 Favoriser l'infiltration

Pour limiter les concentrations de flux et réguler les débits dans les systèmes de collecte et de transport, il est essentiel de retenir l'eau au plus près de sa source et de favoriser son infiltration. Cela permet de recharger les nappes phréatiques de manière efficace.

Tableau VI. 1: Dispositifs pour infiltrer les eaux pluviales dans le milieu urbain.

	<p><u>Pavés poreux</u> Grâce à leur grande porosité connectée et leur granulométrie ouverte, les pavés poreux en béton permettent à l'eau de s'écouler à travers le matériau lui-même. Esthétiques et fonctionnels, ces pavés offrent une solution efficace pour la gestion des eaux pluviales.</p>
	<p><u>Dalles gazon</u> Avec de larges ouvertures remplies de gravillons, de sable grossier ou de gazon, les dalles gazon permettent une infiltration optimale des eaux pluviales.</p>
	<p><u>Pavés à joints larges</u> Ces revêtements sont composés de pavés en béton standard, espacés par des écarteurs intégrés ou ajoutés, créant des joints de 5 mm à 30 mm. Les joints, remplis de gravillons ou de gazon, permettent le drainage des eaux pluviales sur plus de 10 % de la surface revêtue.</p>
	<p><u>Pavés à ouvertures de drainage</u> Ces pavés en béton standard comportent des ouvertures traversant leur épaisseur, présentes sur leur surface ou leur pourtour. Remplies de gravillons, ces ouvertures facilitent le drainage des eaux pluviales.</p>

➤ Utilisation de puits de stockage/infiltration

C'est un ouvrage ponctuel et profond creusé dans le sol capable de stocker provisoirement des eaux pluviales et/ou de les infiltrer ; on parle également de puits de rétention/infiltration ; si l'évacuation se fait uniquement par infiltration, on parle simplement de puits d'infiltration et parfois de puits filtrant.

Les puits de stockage-infiltration des eaux pluviales font partie des solutions alternatives de gestion des eaux pluviales.

Sur le plan constructif, il existe deux grandes familles de puits de stockage-infiltration :

- Les puits préfabriqués,
- Les puits comblés.

[www.wikhydro.developpement-durable.gouv.fr]



Figure VI. 3: Puits d'infiltration préfabriqués.

VI.5.3 Récupérer les eaux pluviales

Il est possible de mettre en place un système de collecte, de stockage et de distribution de l'eau de pluie pour des usages ne nécessitant pas d'eau potable, tels que l'arrosage, l'entretien et le rinçage des toilettes.

Plusieurs équipements hydrauliques existent pour la récupération de l'eau de pluie, allant de la simple cuve à des ouvrages de plus grande capacité réalisés avec des tuyaux de gros diamètre, des cadres (dalots) ou des cuves modulaires.

Ces diverses solutions permettent de réaliser différentes opérations :

- Stockage pour une utilisation extérieure (arrosage de jardin, lavage, etc.)
- Stockage et traitement pour une utilisation intérieure (toilettes, machines à laver, lavage des sols, etc.)

VI.5.4 La conception des réseaux

La conception hydraulique des systèmes de collecte et de transport des eaux pluviales consiste à l'évaluation des débits des effluents, suivie du dimensionnement des ouvrages nécessaires, en tenant compte des perspectives d'évolution future et du niveau de protection requis contre les inondations, elle doit aussi anticiper au mieux les éventuelles extensions du réseau en amont.

VI.5.5 Gérer les volumes d'eaux pluviales

Pour réduire les risques d'inondation, il est important de contrôler les débits et les volumes d'eau circulant dans les réseaux d'assainissement, en particulier dans les réseaux séparatifs des eaux pluviales. Pour gérer efficacement les volumes de ruissellement évacués vers les réseaux ou vers le milieu naturel et prévenir les débordements, il est recommandé de :

- Créer des ouvrages de stockage-régulation avec rejet à débit limité dans le réseau ;
- Réguler les flux pour diminuer les risques d'inondation [**CERIB, 2016**]

VI.5.5.1 Stockage des eaux pluviales

Les ouvrages de stockage des eaux pluviales sont destinés à atténuer les variations importantes des débits, en particulier lors des orages, et à les réguler (débit contrôlé).



Tableau VI. 2 : Ouvrages de stockage des eaux pluviales.

	<p><u>Cuves</u> Les cuves monoblocs sont disponibles dans une large gamme de dimensions, adaptées pour des capacités de stockage allant de 300 à 40 000 litres. Elles servent non seulement de réserves d'eau mais peuvent également être utilisées comme réserves incendie.</p>
	<p><u>Bassins / Canalisations et tunnels de stockage</u></p> <p>Les bassins et les tunnels de stockage sont souvent réalisés avec des canalisations circulaires ou rectangulaires de grandes dimensions. Ils peuvent également être construits à partir d'éléments modulaires en béton assemblés sur place, permettant de créer des réservoirs d'eau de grande capacité.</p>
	<p><u>Bassins de retenues d'eaux pluviales / Bassins de rétention</u></p> <p>Ce type d'ouvrage est fabriqué par l'industrie du béton et conçu spécifiquement pour la rétention des eaux pluviales afin de prévenir les inondations. Ils peuvent être réalisés avec des éléments préfabriqués assemblés sur le chantier, adaptés aux dimensions requises et aux conditions d'étanchéité nécessaires.</p>
	<p><u>Bassins d'orage et de dépollution</u> Les bassins d'orage sont intégrés dans les réseaux unitaires pour stocker les eaux pluviales et éviter les débordements. Ils jouent également un rôle crucial dans la dépollution, en permettant la décantation des polluants avant que les eaux ne soient traitées dans une station d'épuration. Ces bassins sont équipés d'ouvrages de dérivation pour diriger les eaux vers un by-pass lors de débits excessifs ou d'opérations d'entretien, ainsi que d'ouvrages de régulation et de visite pour assurer leur bon fonctionnement.</p>

VI.5.5.2 Régulation des débits pluviaux

La régulation des débits pluviaux joue un rôle indispensable dans la prévention des inondations en contrôlant la quantité d'eau évacuée vers les réseaux et les milieux naturels, ce qui garantit une gestion efficace des risques d'inondation.

Tableau VI. 3: Ouvrages de régulation des débits pluviaux.

	<p>Les ouvrages de régulation positionnés en aval des bassins, contrôlent le débit des eaux pluviales après leur stockage lors de précipitations intenses. Ils assurent la gestion du déversement vers le milieu naturel ou un réseau, et ferment le bassin d'orage en cas de pollution. Éventuellement équipés de lames siphonides pour retenir les hydrocarbures, ils intègrent des regards pour l'installation de dispositifs de mesure et de régulation adaptés aux contraintes hydrauliques et environnementales spécifiques.</p>
	<p>Déversoirs d'orages ils sont conçus pour restreindre les apports d'eaux pluviales vers le réseau aval, notamment dans les stations d'épuration, en stockant les eaux avant traitement. Ils permettent de réguler les débits vers les stations d'épuration. Lorsque le débit amont dépasse un seuil déterminé, ils facilitent le déversement direct d'une partie des eaux vers le milieu naturel.</p>

VI.6 Conclusion

La gestion des eaux pluviales en milieu urbain est fondamentale pour réduire les risques d'inondation et atténuer leurs conséquences sur les infrastructures et l'environnement urbain. En adoptant des stratégies telles que la limitation de l'imperméabilisation des sols, la promotion de l'infiltration des eaux pluviales, et la mise en place d'infrastructures de stockage et de régulation adaptées, les villes peuvent renforcer leur résilience face aux événements météorologiques extrêmes.

A la fin, une planification urbaine intégrée et une gestion efficace des infrastructures hydrauliques sont indispensables pour garantir la sécurité des habitants et préserver l'environnement à long terme.

Conclusion générale

Au terme de ce mémoire, nous avons étudié et vérifié le réseau d'assainissement de la partie ouest de la ville de Tizirt. Composé de plusieurs sous bassins drainés par des réseaux unitaires, ce système est raccordé à la station d'épuration située à l'ouest de la ville, près de la plage de Tassalast. Il comprend diverses infrastructures hydrauliques, telles que des regards et des stations de relevage.

Notre étude a révélé des anomalies significatives, notamment l'incapacité du réseau à évacuer les débits estimés, ce qui entraîne un dysfonctionnement de réseau existant et expose la région à des inondations fréquentes en hiver.

Pour résoudre ces problèmes, il est essentiel de revoir et d'augmenter le diamètre des collecteurs sous-dimensionnés, ainsi que d'améliorer l'état des infrastructures existantes. La gestion efficace des eaux pluviales doit également être une priorité, en augmentant l'infiltration des eaux, en réduisant l'imperméabilité des surfaces urbaines et en mettant en œuvre des infrastructures telles que des bassins de rétention et des réservoirs d'orage.

Ces actions sont essentielles pour garantir un réseau d'assainissement plus efficace et durable, réduisant les risques d'inondations et améliorant la sécurité et le bien-être des habitants de Tizirt. La mise en œuvre de ces recommandations est fondamentale pour assurer la pérennité et l'efficacité du système d'assainissement de la ville.

Références bibliographiques

ASTEE, (2017). Memento technique conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées

BABA HAMED, S. (2011). Assainissement urbain -Dimensionnement et exploitation des réseaux d'assainissement. Université des sciences technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF, Algérie.

BENDIDA, A.(2019). Polycopié de cours d'assainissement destiné aux étudiants en Licence Hydraulique, Université TAHRI Mohamed Béchar, Algérie.

BÉNINA, T.(2004). Manuel pratique d'hydrologie.

BOUMAAZA, M.(2022). Polycopié de cours d'assainissement destiné aux étudiants en Licence Hydraulique, Université 08 Mai 1945 Guelma, Algérie.

Brunet-Moret, Y. (1975). Étude de quelques lois statistique utilisées en hydraulique.

CERIB (2016) maitrise des risques d'inondation en milieux urbains et périurbains

DESBORDES, M. (1994) Principales causes d'aggravation du risque d'inondation par ruissellement pluvial en milieu urbanisé

GUERREE, H., & GOMELLA, C. (1978). Les eaux usées dans les agglomération urbaines ou rurales. Éditions EYROLLES.

HADDAD, A. (2005). Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Hadjout (w.tipaza).Mémoire de fin d'étude. ENSH BLIDA, Algérie.

IFREK, S., & MAACHA, N. (2019). Étude d'un réseau d'assainissement et aménagement d'un canal d'évacuation pour la zone Est de la commune de Tizi-Ouzou. Mémoire.

LAKEHAL, M.(2021). Polycopié de cours d'assainissement destiné aux étudiants en Licence Hydraulique, Université BADJI MOKHTAR-ANNABA, Algérie.

MEMENTO, A. (2023) infiltration des eaux de ruissellement

MOKADEM, M. (2020) Polycopié de cours d'assainissement urbain Destiné aux étudiants de Master, Spécialité : Hydraulique Université des sciences technologie d'Oran

OUKHANE El hadj Mohammed, N, & BENSAISSA M'hamed Amir, A. (2015). ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE VILLAGE EL DBIL (Wilaya de M'Sila). Mémoire

REKAIBA, A & CHEDJARI, M (2018). Mémoire études de réseau d'assainissement du pole urbain Médéa

www.eaufrance.fr

www.planificateur.a-contresens.net

www.wikhydro.developpement-durable.gouv.fr

www.lafertesaintcyr.fr

Annexes

Annexe 01 : Débits estimés pour les différents tronçons du réseau (suite et fin).

Annexe 01 : Débits estimés pour les différents tronçons du réseau.

N° sous bassin	Débit pluviale (l/s)	Debit des eaux usées (l/s)	debit total sb (l/s)	tronçons	Débit pluviale/tron (l/s)	Débit des eaux usée/tron (l/s)	Débit tot/tron (l/s)	Débit cumulé/tron (m³/s)
1	66.41712	1.11924	67.53636	1--5	66.41712	1.11924	0.0675364	18.007865
2	142.0588	2.39393	144.45273	1--2	71.0294	1.196965	0.0722264	8.5467263
				2--10	71.0294	1.196965	0.0722264	0.0722264
3	868.95732	14.64339	883.60071	5--6	48.275407	0.8135217	0.0490889	17.498529
				6--7	48.275407	0.8135217	0.0490889	4.6318235
				7--8	48.275407	0.8135217	0.0490889	4.5336457
				7--16	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0490889
				6--14	48.275407	0.8135217	0.0490889	12.817616
				14--15	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0490889
				14--17	48.275407	0.8135217	0.0490889	12.719438
				17--21	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0490889
				17--26	48.275407	0.8135217	0.0490889	12.621261
				5--18.A	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.4418004
				18.A--18	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.3927114
				18--20	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.2454446
				20--25	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0490889
				18--19.A	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0981779
				19.A--19	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0490889
				20--22	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.1472668
22--24	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0490889				
22--23	48.275407	0.8135217	0.0490889	0.0490889				
4	654.9466	11.03695	665.98355	26--46	218.31553	3.6789833	0.2219945	6.1214206
				46--47	218.31553	3.6789833	0.2219945	0.2219945
				46--48	218.31553	3.6789833	0.2219945	5.6774316
5	516.5776	8.7052	525.2828	26.A--43	258.2888	4.3526	0.2626414	6.1881096
				26--26.A	258.2888	4.3526	0.2626414	6.450751
6	1394.7595	23.50404	1418.2636	48--52	348.68988	5.87601	0.3545659	3.9959013
				52--53	348.68988	5.87601	0.3545659	0.3545659
				52--54	348.68988	5.87601	0.3545659	3.2867695
				54--54.A	348.68988	5.87601	0.3545659	2.2999883
7	1435.3478	24.18802	1459.5358	48--49	478.44925	8.0626733	0.4865119	1.4595358
				49--51	478.44925	8.0626733	0.4865119	0.4865119
				49--50	478.44925	8.0626733	0.4865119	0.4865119
8	2883.61	48.59367	2932.2036	54--55	961.20332	16.19789	0.9774012	2.9322036
				55--57	961.20332	16.19789	0.9774012	0.9774012
				55--56	961.20332	16.19789	0.9774012	0.9774012

9	1913.182	32.24033	1945.4224	54.A--58.A	956.59102	16.120165	0.9727112	1.9454224
				58.A--58	956.59102	16.120165	0.9727112	0.9727112
10	1136.4707	19.15144	1155.6222	43--43.A	568.23536	9.57572	0.5778111	1.1556222
				43.A--44	568.23536	9.57572	0.5778111	0.5778111
11	2488.7971	41.94041	2530.7375	43--45.A	1244.3985	20.970205	1.2653687	4.7698461
				45.A--45.B	1244.3985	20.970205	1.2653687	3.5044773
12	573.77012	9.66899	583.43911	31--33	1244.3985	9.66899	1.2540675	2.5372584
13	442.7808	7.4616	450.2424	8--8.A	63.2544	1.0659429	0.0643203	0.1286407
				8--27	63.2544	1.0659429	0.0643203	4.3559161
				27--29	63.2544	1.0659429	0.0643203	4.2272754
				29--31	63.2544	1.0659429	0.0643203	2.6015787
				27--28	63.2544	1.0659429	0.0643203	0.0643203
				8.A--9	63.2544	1.0659429	0.0643203	0.0643203
				29--30	63.2544	1.0659429	0.0643203	0.0643203
14	1472.2462	24.80982	1497.056	29--32	1472.2462	24.80982	1.497056	1.497056
15	1752.674	29.5355	1782.2095	36.A--36	194.74156	3.2817222	0.1980233	1.3861629
				36--37	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.9901164
				36--40	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.1980233
				37--41	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.1980233
				60--59	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.1980233
				37--38	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.5940698
				59--36A	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.3960466
				38--42	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.1980233
				38--39	194.74156	3.2817222	0.1980233	0.1980233
16A.1/16A.2	5459.1183	91.99531	5551.1136	36A--63	1364.7796	22.998828	1.3877784	3.1699879
				63--36B	1364.7796	22.998828	1.3877784	7.3333231
				61--62	1364.7796	22.998828	1.3877784	1.3877784
				62--63	1364.7796	22.998828	1.3877784	2.7755568
16B.1/16B.2	0	0	0	**	**	**	0	0
17	520.26744	8.76738	529.03482	A--B	520.26744	8.76738	0.5290348	0.5290348
18	1261.9253	21.26556	1283.1908	33--34	630.96264	10.63278	0.6415954	0.6415954
				33--35	630.96264	10.63278	0.6415954	0.6415954
19	422.48668	7.11961	429.60629	4.A--4.B	422.48668	7.11961	0.4296063	7.7629294
20	785.93592	13.24434	799.18026	2--3	157.18718	2.648868	0.1598361	8.4022736
				3--4	157.18718	2.648868	0.1598361	8.0826015
				4--4.A	157.18718	2.648868	0.1598361	7.9227654
				4--12	157.18718	2.648868	0.1598361	0.1598361
				3--11	157.18718	2.648868	0.1598361	0.1598361
Cheurfa	2235.6477	3.46086	2239.1086	45.B--45	2235.6477	3.46086	2.2391086	2.2391086

Annexe 02 : Résultats du diagnostic fonctionnel du réseau.

tronçons	Débit cumulé/tron (m³/s)	Longueur	Cote av (m)	Cote am (m)	Pente I	Ks	D calculé (mm)	Dexist (mm)	Vps diametre existant (m/s).	Qps diametre existant (m³/s).	Rq	rv	Rh	Ve (m/s)	H (m)	vitesse autocurage (m/s)	Vmin (m/s)	Hmin (m)	1 ère Observation
1--5	18.008	165	77.81	86.27	0.0513	70	1624.510	1200	7.103	8.029	2.243	-430.807	-191.259	-3060.118	-229.511	4.262	2.958	0.137	à revoir
1--2	8.547	170.59	77.81	88.9	0.0650	70	1174.949	600	5.039	1.424	6.002	-623789.525	-281982.441	-3143059.571	-169189.464	3.023	3.327	0.133	à revoir
2--10	0.072	69.18	88.9	91.3	0.0347	70	220.671	300	2.319	0.164	0.441	0.959	0.465	2.223	0.139	1.391	0.640	0.017	à maintenir
5--6	17.499	11	86.27	87.2	0.0845	70	1463.268	1200	9.121	10.311	1.697	-31.175	-11.902	-284.355	-14.283	5.473	3.421	0.116	à revoir
6--7	4.632	74.11	87.2	91.3	0.0553	70	962.475	500	4.116	0.808	5.734	-458713.545	-207465.910	-1888135.401	-103732.955	2.470	2.518	0.100	à revoir
7--8	4.534	108.94	91.3	95.67	0.0401	70	1014.093	500	3.505	0.688	6.591	-1163936.968	-525613.693	-4079571.451	-262806.847	2.103	2.258	0.107	à revoir
7--16	0.049	139.63	95.67	97.64	0.0141	70	226.005	300	1.479	0.104	0.470	0.979	0.484	1.447	0.145	0.887	0.413	0.017	à maintenir
6--14	12.818	13.31	87.2	90.3	0.2329	70	1076.734	1200	15.139	17.113	0.749	1.096	0.641	16.600	0.769	9.084	4.483	0.077	à maintenir
14--15	0.049	84.46	89	89.6	0.0071	70	257.034	300	1.049	0.074	0.662	1.078	0.595	1.131	0.178	0.630	0.314	0.020	à maintenir
14--17	12.719	64.13	90.3	91.37	0.0167	70	1760.020	1200	4.052	4.580	2.777	-2483.691	-1123.541	-10064.011	-1348.249	2.431	1.828	0.154	à revoir
17--21	0.049	72.7	91.3	92.9	0.0210	70	209.679	300	1.806	0.128	0.385	0.920	0.428	1.662	0.128	1.084	0.487	0.016	à maintenir
17--26	12.621	65.38	91.3	97.64	0.0959	70	1264.298	1200	9.715	10.981	1.149	0.954	0.999	9.271	1.199	5.829	3.208	0.094	à revoir
5--18.A	0.442	95.62	86.27	87.51	0.0130	70	523.388	600	2.250	0.636	0.695	1.087	0.612	2.445	0.367	1.350	0.681	0.040	à maintenir
18.A--18	0.393	31.84	87.51	89.61	0.0660	70	369.145	500	4.494	0.882	0.445	0.962	0.468	4.322	0.234	2.697	1.242	0.028	à maintenir
18--20	0.245	56.76	89.61	90.24	0.0111	70	432.282	300	1.312	0.093	2.649	-1707.904	-770.923	-2240.017	-231.277	0.787	0.623	0.042	à revoir
20--25	0.049	42.44	90.24	90.87	0.0148	70	223.861	300	1.517	0.107	0.458	0.970	0.476	1.472	0.143	0.910	0.421	0.017	à maintenir

Annexe 02 : Résultats du diagnostic fonctionnel du réseau (suite).

18--19.A	0.098	93.02	89.6 1	90.8 7	0.01 35	70	295.33 9	600	2.300	0.650	0.151	0.753	0.273	1.732	0.164	1.380	0.561	0.02 6	à maintenir
19.A--19	0.049	53.44	90.8 7	95.4 1	0.08 50	70	161.40 7	400	4.396	0.552	0.089	0.633	0.209	2.784	0.084	2.637	1.040	0.01 6	à maintenir
20--22	0.147	84.51	90.2 4	96.3 5	0.07 23	70	251.17 7	300	3.347	0.236	0.623	1.064	0.574	3.563	0.172	2.008	0.989	0.01 9	à maintenir
22--24	0.049	38.31	96.3 5	99.8 1	0.09 03	70	159.56 6	300	3.741	0.264	0.186	0.791	0.300	2.960	0.090	2.245	0.926	0.01 3	à maintenir
22--23	0.049	81.15	96.3 5	98.0 9	0.02 14	70	208.94 6	300	1.823	0.129	0.381	0.918	0.425	1.673	0.128	1.094	0.491	0.01 6	à maintenir
26--46	6.121	144.51	97.6 4	102. 74	0.03 53	70	1162.5 42	300	2.339	0.165	37.048	##### ##### #	- 2680341033 8.231	##### ##### ###	##### ##### #	1.403	2.481	0.17 1	à revoir
46--47	0.222	180.68	102. 74	127. 46	0.13 68	70	259.94 4	300	4.605	0.325	0.682	1.084	0.605	4.990	0.182	2.763	1.389	0.02 0	à maintenir
46--48	5.677	183.93	102. 74	108. 7	0.03 24	70	1148.4 13	300	2.241	0.158	35.859	##### ##### #	- 2196895313 9.474	##### ##### ###	##### ##### #	1.345	2.358	0.16 7	à revoir
26.A--43	6.188	103.69	103. 69	122. 64	0.18 28	70	857.55 3	700	9.363	3.601	1.718	-35.527	-13.791	-332.619	-9.654	5.618	3.265	0.06 0	à revoir
26--26.A	6.451	59.39	97.6 4	103. 69	0.10 19	70	971.90 4	1200	10.012	11.318	0.570	1.040	0.545	10.415	0.654	6.007	2.708	0.06 4	à maintenir
48--52	3.996	132.14	108. 7	123. 08	0.10 88	70	802.13 5	300	4.107	0.290	13.772	- 133076 123.99 1	- 59711126.22 8	- 546514031.9 16	##### #	2.464	3.385	0.09 8	à revoir
52--53	0.355	173.39	123. 08	138. 8	0.09 07	10	292.79 1	300	5.355	0.378	0.937	1.120	0.784	5.995	0.235	3.213	1.754	0.02 3	à maintenir
52--54	3.287	127.6	123. 08	134. 32	0.08 81	70	775.61 2	300	3.695	0.261	12.591	- 756751 07.510	- 33975699.73 1	- 279608099.3 18	##### #	2.217	2.994	0.09 5	à revoir
54--54.A	2.300	109.76	134. 32	185. 78	0.46 88	70	495.85 8	600	13.531	3.824	0.601	1.056	0.562	14.283	0.337	8.119	3.966	0.03 8	à maintenir
48--49	1.460	317.13	108. 7	133. 44	0.07 80	70	585.23 2	300	3.477	0.246	5.941	- 582539 .213	-263365.214	3.966	-79009.564	2.086	3.966	0.06 6	à revoir
49--51	0.487	127.18	133. 44	149. 25	0.12 43	70	355.19 5	300	4.389	0.310	1.569	-12.899	-4.109	-56.618	-1.233	2.634	1.699	0.03 0	à revoir
49--50	0.487	201.62	133. 44	140. 52	0.03 51	70	450.20 1	300	2.333	0.165	2.952	- 3996.1 96	-1811.145	-9322.567	-543.344	1.400	1.159	0.04 4	à revoir
54--55	2.932	152.97	134. 32	157. 73	0.15 30	70	670.00 2	300	4.870	0.344	8.522	- 626020 6.188	- 2819610.920	- 30487730.25 3	-845883.276	2.922	3.600	0.07 9	à revoir

Annexe 02 : Résultats du diagnostic fonctionnel du réseau (suite).

55--57	0.977	104.49	157. 73	166. 57	0.08 46	70	495.93 1	300	3.621	0.256	3.821	- 27260. 197	-12375.664	-98708.974	-3712.699	2.173	2.003	0.05 2	à revoir
55--56	0.977	394.63	157. 73	166. 36	0.02 19	70	639.12 9	300	1.841	0.130	7.515	- 276097 0.062	- 1245084.192	- 5082892.549	-373525.257	1.105	1.311	0.07 5	à revoir
54.A-- 58.A	1.945	438.96	146. 1	181. 43	0.08 05	70	648.01 6	600	5.606	1.584	1.228	0.562	0.979	3.153	0.587	3.364	1.995	0.05 3	à revoir
58.A--58	0.973	73.68	181. 43	187. 39	0.08 09	70	499.21 9	300	3.541	0.250	3.889	- 30946. 342	-14047.952	-109571.227	-4214.386	2.124	1.973	0.05 2	à revoir
43--43.A	1.156	95.84	122. 64	127. 46	0.05 03	70	582.17 3	600	4.432	1.252	0.923	1.118	0.769	4.954	0.462	2.659	1.445	0.04 6	à maintenir
43.A--44	0.578	217.98	127. 46	139. 53	0.05 54	70	440.89 0	500	4.118	0.808	0.715	1.091	0.622	4.492	0.311	2.471	1.256	0.03 4	à maintenir
43--45.A	4.770	574.86	139. 53	185. 78	0.08 05	70	907.14 4	700	6.212	2.389	1.996	- 153.30 3	-66.103	-952.321	-46.272	3.727	2.162	0.06 0	à revoir
45.A-- 45.B	3.504	113.92	185. 78	192. 54	0.05 93	70	855.57 6	600	4.814	1.360	2.576	- 1365.1 32	-615.177	-6571.637	-369.106	2.888	1.646	0.05 0	à revoir
31--33	2.537	275.07	104. 13	154. 11	0.18 17	70	614.52 0	300	5.307	0.375	6.768	- 138666 0.219	-626013.047	- 7358434.882	-187803.914	3.184	3.266	0.06 0	à revoir
8--8.A	0.129	93.05	95.4 9	95.6 7	0.00 19	70	470.77 7	300	0.548	0.039	3.325	- 9857.7 86	-4475.131	-5397.546	-1342.539	0.329	0.286	0.04 8	à revoir
8--27	4.356	35.6	95.4 9	95.8 1	0.00 90	70	1322.4 03	400	1.430	0.180	24.255	##### ##### #	- 2003603449. 328	##### ###	##### #	0.858	1.275	0.15 9	à revoir
27--29	4.227	54.2	95.8 1	103. 49	0.14 17	70	779.68 6	400	5.677	0.713	5.929	- 574280 .648	-259637.674	- 3260142.036	-103855.070	3.406	3.496	0.08 0	à revoir
29--31	2.602	9.8	103. 49	104. 13	0.06 53	70	751.51 5	300	3.181	0.225	11.575	- 444426 90.475	- 19965440.03 3	- 141389179.3 77	- 5989632.010	1.909	2.357	0.08 0	à revoir
27--28	0.064	79.35	95.8 1	96.3 9	0.00 73	70	282.93 1	300	1.064	0.075	0.855	1.109	0.710	1.181	0.213	0.639	0.340	0.02 2	à maintenir
8.A--9	0.064	118.47	95.6 7	100. 03	0.03 68	70	208.95 7	300	2.388	0.169	0.381	0.918	0.425	2.192	0.128	1.433	0.643	0.01 6	à maintenir
29--30	0.064	84.6	103. 49	104. 04	0.00 65	70	289.21 6	300	1.004	0.071	0.907	1.116	0.754	1.120	0.226	0.602	0.324	0.02 3	à maintenir
29--32	1.497	570.53	104. 13	154. 44	0.08 82	70	577.40 9	300	3.697	0.261	5.732	- 457634 .826	-206978.836	- 1691787.708	-62093.651	2.218	2.400	0.06 5	à revoir

Annexe 02 : Résultats du diagnostic fonctionnel du réseau (suite).

36.A--36	1.386	128.63	184. 19	184. 56	0.00 29	70	1065.7 90	600	1.060	0.300	4.628	-	-47991.238	-112204.610	-28794.743	0.636	0.634	0.11 6	à revoir
36--37	0.990	58.12	184. 56	189. 82	0.09 05	70	492.08 1	600	5.945	1.680	0.589	1.050	0.556	6.242	0.333	3.567	1.735	0.03 7	à maintenir
36--40	0.198	279.04	184. 56	207. 29	0.08 15	70	274.47 1	300	3.553	0.251	0.789	1.102	0.664	3.914	0.199	2.132	1.110	0.02 1	à maintenir
37--41	0.198	139.06	189. 82	204. 28	0.10 40	70	262.18 9	300	4.014	0.284	0.698	1.087	0.613	4.365	0.184	2.409	1.217	0.02 0	à maintenir
60--59	0.198	330.22	211. 67	223. 53	0.03 59	70	320.02 3	500	3.316	0.651	0.304	0.870	0.376	2.885	0.188	1.990	0.865	0.02 5	à maintenir
37--38	0.594	60.43	189. 82	196. 18	0.10 52	70	394.96 0	600	6.411	1.812	0.328	0.884	0.391	5.668	0.234	3.847	1.689	0.03 1	à maintenir
59--36A	0.396	444.34	184. 19	211. 67	0.06 18	70	374.81 2	600	4.914	1.389	0.285	0.859	0.364	4.221	0.218	2.949	1.272	0.02 9	à maintenir
38--42	0.198	165.54	196. 18	217. 03	0.12 60	70	252.93 5	300	4.418	0.312	0.634	1.069	0.580	4.723	0.174	2.651	1.310	0.01 9	à maintenir
38--39	0.198	73.31	196. 18	200. 23	0.05 52	70	295.20 0	600	4.645	1.313	0.151	0.753	0.273	3.496	0.164	2.787	1.132	0.02 6	à maintenir
36A--63	3.170	328.72	158	184. 19	0.07 97	70	779.70 2	600	5.578	1.576	2.011	-	-70.905	-914.853	-42.543	3.347	2.372	0.07 0	a revoir
63--36B	7.333	300.81	131. 82	158	0.08 70	70	1050.3 30	600	5.830	1.648	4.451	-	-36579.404	-470254.364	-21947.642	3.498	3.432	0.11 3	a revoir
61--62	1.388	322.66	183	219	0.11 16	70	537.00 8	400	5.037	0.633	2.193	-	-157.212	-1790.884	-62.885	3.022	2.217	0.04 9	a revoir
62--63	2.776	118	158	183	0.21 19	70	617.51 6	400	6.942	0.872	3.183	-	-3225.546	-49339.892	-1290.218	4.165	3.560	0.06 2	a revoir
A--B	0.529	459	107. 06	119. 71	0.02 76	70	486.16 3	300	2.067	0.146	3.623	-	-8423.704	-38342.137	-2527.111	1.240	1.118	0.05 0	a revoir
33--34	0.642	213.46	154. 11	167. 16	0.06 11	70	450.11 2	300	3.078	0.217	2.950	-	-1803.761	-12250.785	-541.128	1.847	1.529	0.04 4	a revoir
33--35	0.642	518.65	154. 11	181. 77	0.05 33	70	461.78 8	400	3.483	0.437	1.467	-5.364	-1.049	-18.680	-0.420	2.090	1.316	0.03 9	a revoir
4.A--4.B	7.763	375.31	105. 92	119. 71	0.03 67	70	1261.2 96	300	2.386	0.169	46.046	#####	-	#####	#####	1.432	2.621	0.19 5	a revoir
												#####	1007030909	###	#####				
												#	47.338						

Annexe 02 : Résultats du diagnostic fonctionnel du réseau (suite et fin).

2--3	8.402	124.81	88.9	90.0 1	0.00 89	70	1695.2 16	600	1.864	0.527	15.954	- 334127 771.29 5	- 149790096.5 68	- 622694339.3 02	##### #	1.118	1.578	0.21 0	a revoir
3--4	8.083	133.59	90.0 1	91.6 3	0.01 21	70	1576.3 69	300	1.371	0.097	83.451	##### ##### #	##### ##### ###	##### ##### #	0.823	-2.749	0.06 4	a revoir	
4--4.A	7.923	279.34	91.6 3	105. 92	0.05 12	70	1194.5 05	300	2.816	0.199	39.827	##### ##### #	- 4165156956 9.768	##### ###	##### #	1.689	3.034	0.17 8	a revoir
4--12	0.160	94.95	91.6 3	94.4	0.02 92	70	307.05 8	300	2.126	0.150	1.064	1.099	0.926	2.336	0.278	1.276	0.723	0.02 5	a revoir
3--11	0.160	115.34	90.0 1	94.4	0.03 81	70	292.12 2	300	2.429	0.172	0.931	1.119	0.778	2.717	0.233	1.457	0.794	0.02 3	à maintenir
45.B--45	2.239	202.92	192. 54	223. 53	0.15 27	70	605.79 4	600	7.723	2.182	1.026	1.117	0.882	8.628	0.529	4.634	1.833	0.02 4	à revoir

Annexe 03 : Résultats de la deuxième vérification fonctionnelle du réseau.

tronçons	Débit cumulé/tron (m ³ /s)	Pente I	D calculé (mm)	Dexist (mm)	Vps diametre existant (m/s).	Qps diametre existant (m ³ /s).	Ve (m/s)	H (m)	vitesse autocurage (m/s)	Observation 2eme vérification	lère Observation
1--5	8.64416546	0.051272727	1233.658826	1200	7.10322251	8.029482725	7.729155038	1.127258967	4.261933506	à revoir	à revoir
1--2	1.306226318	0.065009672	580.8997139	600	5.038653974	1.423923613	5.628756853	0.458507417	3.023192384	à maintenir	à revoir
2--10	0.072226365	0.034692108	220.6710077	300	2.318751587	0.1638198	2.222705609	0.139395053	1.391250952	à maintenir	à maintenir
5--6	8.134828745	0.084545455	1097.940621	1200	9.121312635	10.3107318	10.04781303	0.797235407	5.472787581	à maintenir	à revoir
6--7	0.631823535	0.055323168	455.9906904	500	4.116153578	0.80779514	4.53096037	0.330084746	2.469692147	à maintenir	à revoir
7--8	0.533645678	0.040113824	454.6004471	500	3.504976268	0.687851593	3.855510244	0.328167635	2.102985761	à maintenir	à revoir
7--16	0.049088928	0.014108716	226.0047411	300	1.478708694	0.104470769	1.446968652	0.145052336	0.887225217	à maintenir	à maintenir
6--14	7.453916282	0.232907588	878.6681441	1200	15.13923844	17.11339513	14.45632201	0.55338431	9.083543062	à maintenir	à maintenir
14--15	0.049088928	0.007103955	257.0337612	300	1.049274139	0.074131218	1.131206886	0.178381266	0.629564483	à maintenir	à maintenir
14--17	7.355738425	0.016684859	1433.266665	1200	4.052037713	4.58042343	-68.72279023	-6.97465453	2.431222628	à revoir	à revoir
17--21	0.049088928	0.021045392	209.6787952	300	1.805998529	0.127593796	1.661880443	0.128293577	1.083599117	à maintenir	à maintenir
17--26	7.257560568	0.095900887	1027.383013	1200	9.71456866	10.98134841	10.46938487	0.71271741	5.828741196	à maintenir	à revoir
5--18.A	0.441800355	0.012967998	523.3879474	600	2.250411917	0.635966408	2.445256913	0.366924796	1.35024715	à maintenir	à maintenir
18.A--18	0.392711427	0.065954774	369.1446085	500	4.494290767	0.882004563	4.321685784	0.233752568	2.69657446	à maintenir	à maintenir
18--20	0.245444642	0.011099366	432.2816494	300	1.311559398	0.092661671	-2240.016963	-231.277013	0.786935639	à revoir	à revoir
20--25	0.049088928	0.014844486	223.860765	300	1.516776074	0.10716023	1.471963805	0.142763188	0.910065644	à maintenir	à maintenir
18--19.A	0.098177857	0.013545474	295.3393317	600	2.299972541	0.64997224	1.731905568	0.163925269	1.379983524	à maintenir	à maintenir
19.A--19	0.049088928	0.08495509	161.4073996	400	4.395680063	0.552097416	2.784133625	0.083748916	2.637408038	à maintenir	à maintenir
20--22	0.147266785	0.072299136	251.1767672	300	3.347383234	0.236492625	3.563187102	0.172138863	2.00842994	à maintenir	à maintenir
22--24	0.049088928	0.090315844	159.5661306	300	3.741285542	0.264321824	2.960339946	0.089885259	2.244771325	à maintenir	à maintenir
22--23	0.049088928	0.021441774	208.9464842	300	1.822926861	0.128789783	1.673132985	0.12758847	1.093756117	à maintenir	à maintenir
26--46	0.75772063	0.035291675	531.0739357	300	2.338702715	0.165229347	-232344.7623	-13512.15	1.403221629	à revoir	à revoir
46--47	0.221994517	0.136816471	259.9441318	300	4.604771396	0.325327099	4.989856522	0.181533796	2.762862838	à maintenir	à maintenir

Annexe 03 : Résultats de la deuxième vérification fonctionnelle du réseau (suite).

46--48	0.313731597	0.032403632	387.7043314	300	2.24096837	0.158324415	-321.0242617	-18.4794135	1.344581022	à revoir	à revoir
26.A--43	6.18810961	0.182756293	857.5526782	700	9.362523247	3.601294567	-332.6190454	-9.65351477	5.617513948	à revoir	à revoir
26--26.A	6.45075101	0.101869002	971.9044991	1200	10.01228572	11.31788778	10.41510166	0.653570274	6.007371432	à maintenir	à maintenir
48--52	3.9959013	0.108823975	802.1346829	300	4.106777501	0.29014383	-546514031.9	-17913337.9	2.464066501	à revoir	à revoir
52--53	0.35456589	0.090662668	292.7911205	300	5.354945927	0.37832693	5.994952834	0.235130814	3.212967556	à maintenir	à maintenir
52--54	3.28676952	0.088087774	775.6118028	300	3.694849053	0.261041086	-279608099.3	-10192709.9	2.216909432	à revoir	à revoir
54--54.A	2.29998826	0.468841108	495.858102	600	13.53126464	3.823935386	14.28276589	0.337373639	8.118758782	à maintenir	à maintenir
48--49	1.45953578	0.078012172	585.2315189	300	3.4771231	0.245658747	3.965594606	-79009.5643	2.08627386	à revoir	à revoir
49--51	0.486511927	0.124311999	355.1947064	300	4.389301434	0.310104146	-56.61802032	-1.23275209	2.63358086	à revoir	à revoir
49--50	0.486511927	0.035115564	450.2010437	300	2.332860157	0.16481657	-9322.567368	-543.343577	1.399716094	à revoir	à revoir
54--55	2.93220363	0.153036543	670.0023558	300	4.870084042	0.344071438	-30487730.25	-845883.276	2.922050425	à revoir	à revoir
55--57	0.97740121	0.084601397	495.9314625	300	3.620992708	0.255823135	-98708.9736	-3712.69931	2.172595625	à revoir	à revoir
55--56	0.97740121	0.021868586	639.1290656	300	1.840980682	0.130065285	-5082892.549	-373525.257	1.104588409	à revoir	à revoir
54.A-- 58.A	1.94542237	0.080485693	648.015781	600	5.60641047	1.584371599	3.152722877	0.58733243	3.363846282	à revoir	à revoir
58.A--58	0.972711185	0.080890337	499.2188412	300	3.540684286	0.250149345	-109571.2267	-4214.38566	2.124410572	à revoir	à revoir
43--43.A	1.15562216	0.050292154	582.1732902	600	4.431754176	1.25241373	4.953786334	0.461621666	2.659052506	à maintenir	à maintenir
43.A--44	0.57781108	0.055372052	440.8900828	500	4.117971718	0.80815195	4.491945477	0.311118342	2.470783031	à maintenir	à maintenir
43--45.A	4.76984605	0.080454371	907.1439306	700	6.21200165	2.389446435	-952.3213428	-46.2718875	3.72720099	à revoir	à revoir
45.A-- 45.B	3.504477305	0.059339888	855.5764691	600	4.813920412	1.360413908	-6571.63696	-369.105985	2.888352247	à revoir	à revoir
31--33	2.53725837	0.181699204	614.5195308	300	5.306588291	0.374910463	-7358434.882	-187803.914	3.183952975	à revoir	à revoir
8--8.A	0.128640686	0.001934444	470.7769903	300	0.54754138	0.038683798	-5397.54558	-1342.53932	0.328524828	à revoir	à revoir
8--27	0.355916064	0.008988764	516.9686676	400	1.429819987	0.17958539	-205.1138753	-24.6753905	0.857891992	à revoir	à revoir
27--29	4.227275379	0.141697417	779.6864058	400	5.676914327	0.713020439	-3260142.036	-103855.07	3.406148596	à revoir	à revoir
29--31	2.601578713	0.065306122	751.5149597	300	3.181382087	0.224764644	-141389179.4	-5989632.01	1.908829252	à revoir	à revoir
27--28	0.064320343	0.007309389	282.931013	300	1.064337621	0.075195453	1.180538818	0.213143144	0.638602573	à maintenir	à maintenir
8.A--9	0.064320343	0.036802566	208.956608	300	2.388239806	0.168729142	2.192070846	0.127598185	1.432943884	à maintenir	à maintenir

Annexe 03 : Résultats de la deuxième vérification fonctionnelle du réseau (suite et fin).

29--30	0.064320343	0.006501182	289.2159182	300	1.003771927	0.070916487	1.119983864	0.226324454	0.602263156	à maintenir	à maintenir
29--32	1.49705598	0.088181165	577.4094919	300	3.696807172	0.261179427	-1691787.708	-62093.6507	2.218084303	à revoir	à revoir
36.A--36	1.386162944	0.002876467	1065.790467	600	1.059876525	0.299521106	-112204.6104	-28794.7429	0.635925915	à revoir	à revoir
36--37	0.990116389	0.090502409	492.0805389	600	5.945051421	1.680071531	6.24186411	0.333346471	3.567030852	à maintenir	à maintenir
36--40	0.198023278	0.081457856	274.4708844	300	3.553083129	0.251025323	3.9139436	0.199288445	2.131849877	à maintenir	à maintenir
37--41	0.198023278	0.103983892	262.1893677	300	4.01441176	0.283618191	4.365146947	0.184014349	2.408647056	à maintenir	à maintenir
60--59	0.198023278	0.03591545	320.0228343	500	3.316490111	0.650861184	2.885271168	0.1878242	1.989894067	à maintenir	à maintenir
37--38	0.594069833	0.105245739	394.9602024	600	6.411029965	1.811757068	5.667653913	0.234409851	3.846617979	à maintenir	à maintenir
59--36A	0.396046556	0.061844533	374.8119814	600	4.91446453	1.388827676	4.220889614	0.218194969	2.948678718	à maintenir	à maintenir
38--42	0.198023278	0.125951432	252.9345352	300	4.418149797	0.312142283	4.722562299	0.174006038	2.650889878	à maintenir	à maintenir
38--39	0.198023278	0.055244851	295.2001003	600	4.644847373	1.312633868	3.496457722	0.163830804	2.786908424	à maintenir	à maintenir
36A--63	1.417487898	0.07967267	576.5697791	600	5.578022107	1.576349047	6.218139375	0.448381458	3.346813264	à maintenir	a revoir
63--36B	5.58082309	0.087031681	948.0908619	600	5.829941976	1.647541602	-65919.90684	-3080.14026	3.497965185	a revoir	a revoir
61--62	1.387778398	0.111572553	537.0078832	400	5.037442002	0.632702715	-1790.883911	-62.8847371	3.022465201	a revoir	a revoir
62--63	2.775556795	0.211864407	617.5157534	400	6.94161262	0.871866545	-49339.89218	-1290.2184	4.164967572	a revoir	a revoir
A--B	0.52903482	0.027559913	486.1632467	300	2.066701726	0.146012477	-38342.13687	-2527.11131	1.240021036	a revoir	a revoir
33--34	0.64159542	0.061135576	450.1118706	300	3.078122402	0.217469348	-12250.78468	-541.128334	1.846873441	a revoir	a revoir
33--35	0.64159542	0.053330763	461.7875889	400	3.482733715	0.437431355	-18.68041088	-0.41978557	2.089640229	a revoir	a revoir
4.A--4.B	0.52242938	0.036742959	458.4772811	300	2.386304978	0.168592447	-13830.11212	-788.738516	1.431782987	a revoir	a revoir
2--3	1.161773588	0.008893518	807.2292405	600	1.863641376	0.526665053	-696.0262805	-99.1982905	1.118184825	a revoir	a revoir
3--4	0.842101484	0.012126656	675.0529427	300	1.370911484	0.096854896	-9768987.899	-962676.805	0.822546891	a revoir	a revoir
4--4.A	0.682265432	0.051156297	476.2571994	300	2.8157133	0.198930145	-34903.15373	-1688.43209	1.68942798	a revoir	a revoir
4--12	0.159836052	0.029173249	307.0584131	300	2.126333014	0.150225427	2.336186083	0.277708752	1.275799809	a revoir	a revoir
3--11	0.159836052	0.038061384	292.1223553	300	2.428740802	0.171590538	2.717424276	0.233409532	1.457244481	à maintenir	à maintenir
45.B--45	2.23910856	0.152720284	605.7942795	600	7.722784341	2.182458855	8.628133886	0.529339708	4.633670605	à revoir	à revoir