



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Melle.BOUJEMIA Souad

Melle.BOUYAKOUB Lamia

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER** en Hydraulique

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

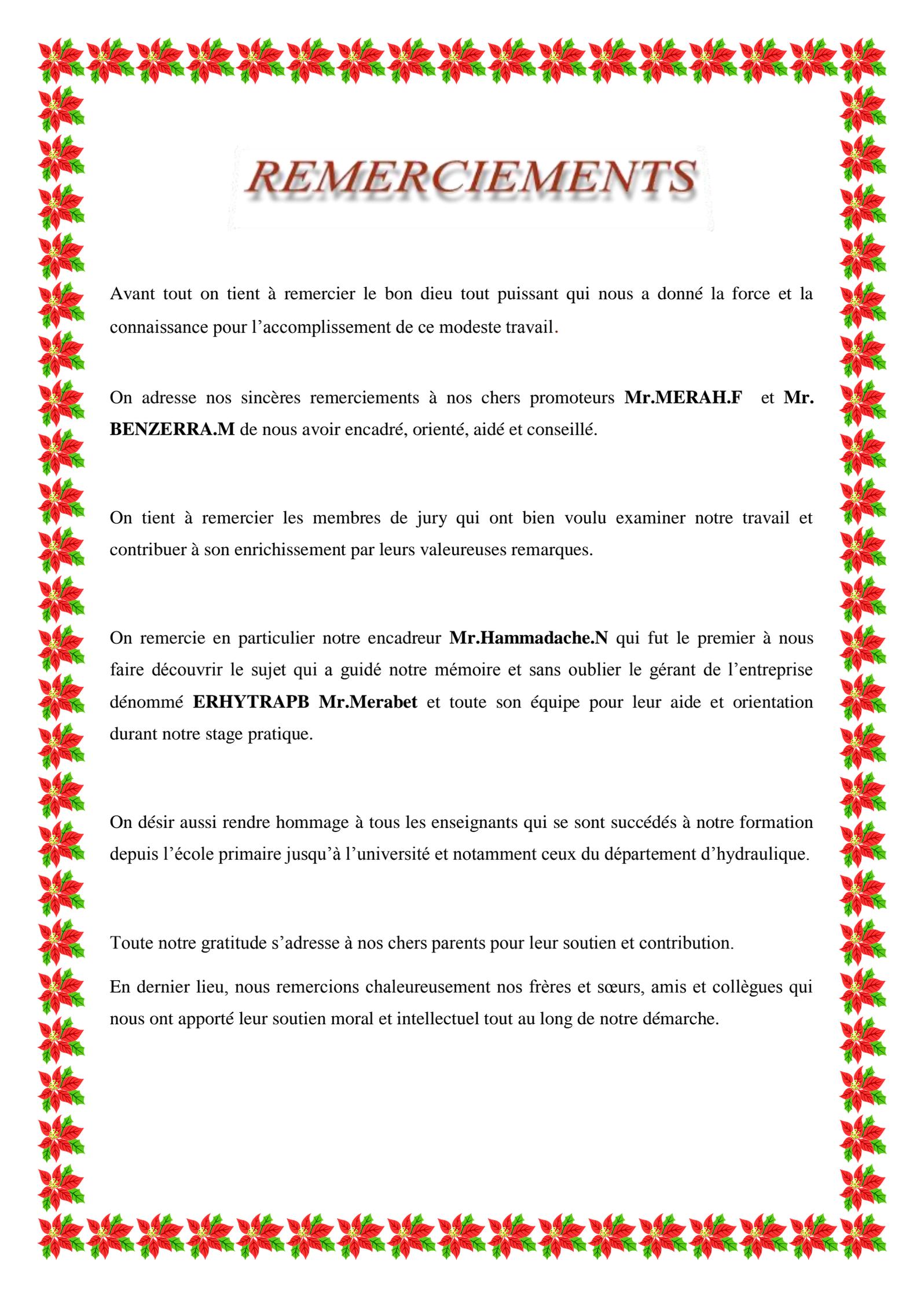
ETUDE ET CONCEPTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT SEPARATIF DES EAUX USEES ET DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES VILLAGES IMEKHLAF, TIDOUKANINE ET IBOUDRAEN COMMUNE D'EL-KSEUR WILLAYA DE BEJAIA.

Soutenu le **4 /10 /2021** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. NASRI K.**
- Promoteur (s) : **Mr.BENZERRA A.**

Mr.MERAH F.

- Examineur (s) : **Mr.SAOU A.**



REMERCIEMENTS

Avant tout on tient à remercier le bon dieu tout puissant qui nous a donné la force et la connaissance pour l'accomplissement de ce modeste travail.

On adresse nos sincères remerciements à nos chers promoteurs **Mr.MERAH.F** et **Mr. BENZERRA.M** de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

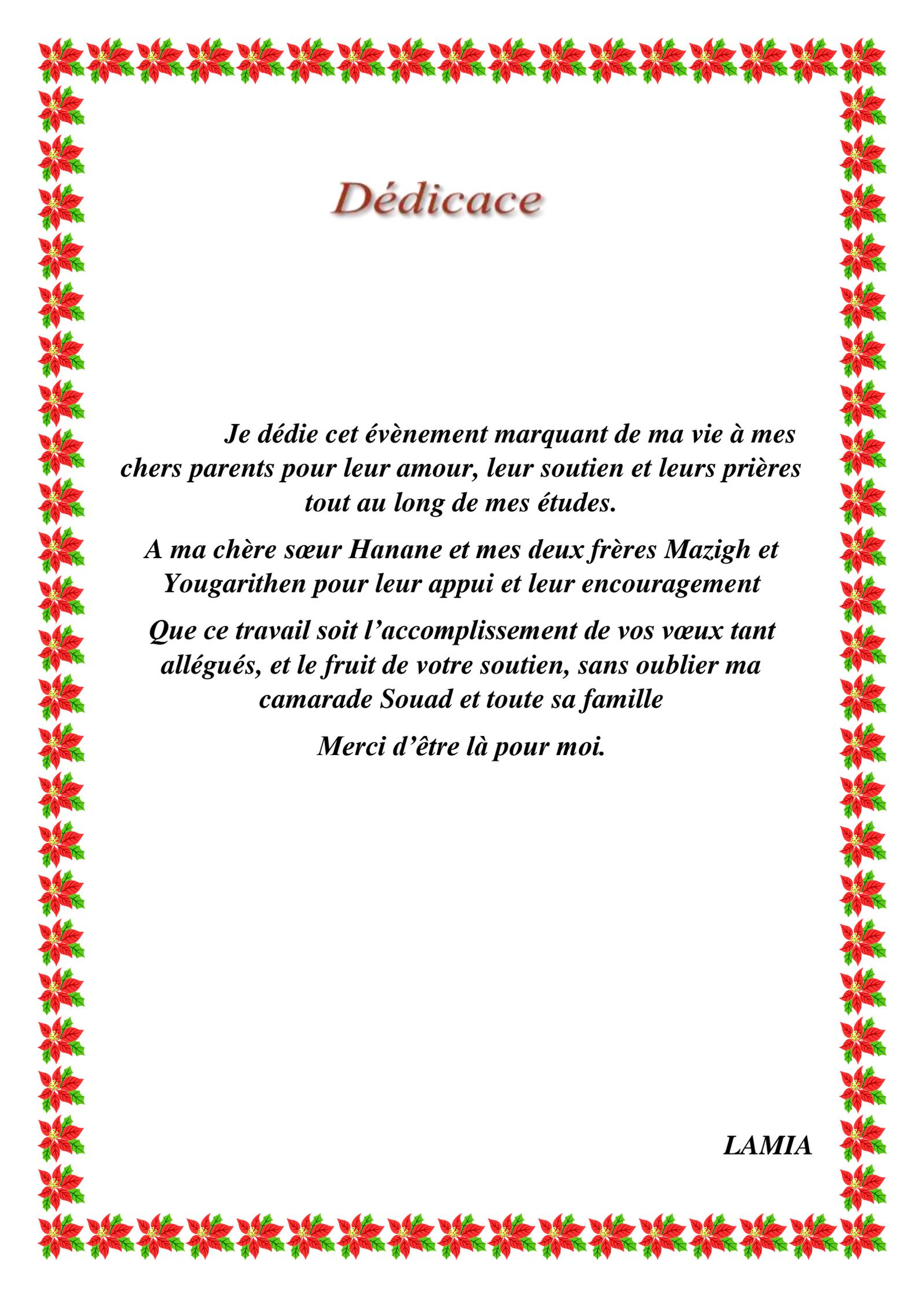
On tient à remercier les membres de jury qui ont bien voulu examiner notre travail et contribuer à son enrichissement par leurs valeureuses remarques.

On remercie en particulier notre encadreur **Mr.Hammadache.N** qui fut le premier à nous faire découvrir le sujet qui a guidé notre mémoire et sans oublier le gérant de l'entreprise dénommé **ERHYTRAPB Mr.Merabet** et toute son équipe pour leur aide et orientation durant notre stage pratique.

On désire aussi rendre hommage à tous les enseignants qui se sont succédés à notre formation depuis l'école primaire jusqu'à l'université et notamment ceux du département d'hydraulique.

Toute notre gratitude s'adresse à nos chers parents pour leur soutien et contribution.

En dernier lieu, nous remercions chaleureusement nos frères et sœurs, amis et collègues qui nous ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de notre démarche.



Dédicace

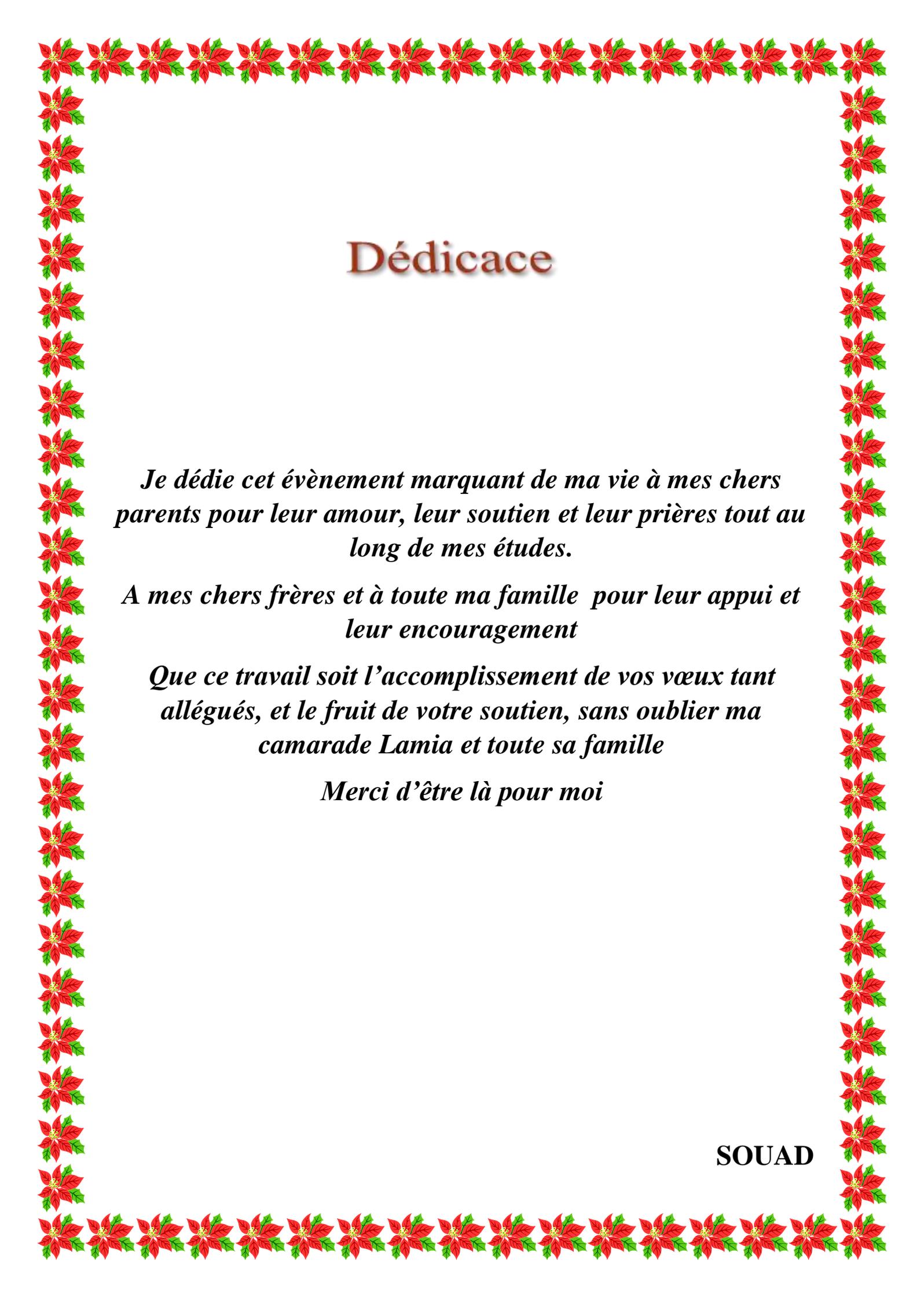
Je dédie cet évènement marquant de ma vie à mes chers parents pour leur amour, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

A ma chère sœur Hanane et mes deux frères Mazigh et Yougarithen pour leur appui et leur encouragement

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien, sans oublier ma camarade Souad et toute sa famille

Merci d'être là pour moi.

LAMIA



Dédicace

Je dédie cet évènement marquant de ma vie à mes chers parents pour leur amour, leur soutien et leur prières tout au long de mes études.

A mes chers frères et à toute ma famille pour leur appui et leur encouragement

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien, sans oublier ma camarade Lamia et toute sa famille

Merci d'être là pour moi

SOUAD

TABLE DES MATIERES

Introduction générale1

PARTIE I : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU SITE ET ESTIMATION DES BESOINS

I.1.Introduction2
I.2.Présentation de la zone d'étude2
I.3.Estimation des besoins en eau5
I.4. Choix de la norme de consommation (dotation)6
I.5. Equipement existants8
I.6.Calcul les différents besoins actuels et futures8
I.7. Récapitulation de la consommation moyenne totale10
I.8. Majoration de la consommation11
I.9. Calcul du débit maximum journalier ($Q_{max,j}$)12
I.10. Calcul du débit de pointe (Q_p)13
I.11.Conclusion.....14

CHAPITRE II :

LES RESERVOIRS

II.1.Introduction15
II.2.utilite des reservoirs.....15
II.3. Choix du site d'implantation15
II.4.classification des reservoirs17
II.5. Emplacement de reservoir17
II.6.capacite du reservoir.....18
II.7.dimensionnement des reservoirs.....20

II.8.conclusion.....26

**CHAPITRE III :
RESEAU DE DISTRIBUTION**

III.1.Introduction27
III.2. Les modes de distribution27
III.3. Choix du type de conduite.....28
III.4.Exigence du réseau de distribution29
III.5.Calcul Hydraulique29
III.6. Configuration et simulation du réseau hydraulique35
III.7. Résultats et constatations36
III.8. Equipement du réseau de distribution44
III.9. Conclusion45

PARTIE II : ASSAINISSEMENT

CHAPITRE IV :

Généralités sur les réseaux d'assainissement

IV.1. Introduction.....46
IV.2. Généralités sur le réseau d'assainissement46
IV.3.Origines des eaux usées46
IV.4. Les différents systèmes des réseaux d'assainissement47
IV.5. Topologie des réseaux d'assainissement49
IV.6. Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement.....51
IV.7. Choix du type de réseau55
VI.8. Conclusion56

CHAPITRE V :

Conception et dimensionnement du réseau d'assainissement

V.1. Introduction	57
V.2. Tracé en plan du réseau	57
V.3. Critère de tracé	57
V.4. Schéma d'ossature de calcul de la zone d'étude	57
V.5. Calcul des pentes de profil en long	57
V.6. Estimation des débits d'eaux usées domestiques	58
V.7. Schéma d'ossature de calcul de la zone d'étude	60
V.8. Dimensionnement du réseau	63
V.8. Vérification de la capacité d'auto curage	69
V.10. Conclusion.....	74

CHAPITRE V :

Bassin de décantation

VI.1.Introduction.....	73
VI.2. Définition de la décantation	73
VI.3. Type de matières à décanter.....	73
VI.4.Principe de la décantation	73
VI.5. Types des bassins de décantation.....	73
VI.6.Géométrie de décanteur	76
VI.7. Dimensionnement des bassins de décantation	77
VI.8.Conclusion	79

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Répartition de la population selon la RPGH.	3
Tableau I.2: Nombre d'habitants des trois villages étudiés	6
Tableau I.3: Détermination des besoins domestiques des trois villages	9
Tableau I.4: Détermination des besoins socioculturels.....	9
Tableau I.5: Détermination des besoins scolaire	10
Tableau I.6: Récapitulation de la consommation en eau potable.....	10
Tableau I.7: La consommation moyenne journalière.....	11
Tableau I.8: la consommation maximale journalière.....	12
Tableau I.9: la valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau I.10: Récapitulation des valeurs des débits de pointes pour les trois villages.	14
Tableau II.1: Classification des réservoirs.....	17
Tableau II.2: la méthode analytique du dimensionnement du réservoir R1 du village Imekhlaf.....	21
Tableau II.3: la méthode analytique du dimensionnement du réservoir R2 des villages Iboudraen et Tidekanine.	24
Tableau II.4: Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs	26
Tableau III.1: Détermination des débits en nœuds du village Imekhlaf.....	33
Tableau III.2: Détermination des débits en nœuds du village Tidekanine et Iboudraen	34
Tableau III.3: Etat des nœuds du réseau Imekhlaf	39
Tableau III.4: Etat des arcs du réseau Imekhlaf	40
Tableau III.5: Etat des nœuds du réseau Tidekanine et Iboudraen.....	41
Tableau III.6: Etat des arcs du réseau Tidekanine et Iboudraen.....	42
Tableau III.7: Différents diamètres obtenus pour Imekhlaf	43
Tableau III.8: Différents diamètres obtenus pour Tidekanine et Iboudraen.....	43
Tableau V.1: Récapitulatif des sous bassins et leurs collecteurs	58
Tableau V.2: Mode de calcul des pentes du collecteur A1	58
Tableau V.3: Détermination des débits moyens futurs des sous bassins	63
Tableau V.4: Détermination des débits moyens actuelle des sous bassins	63
Tableau V.5: Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin A.....	66
Tableau V.5: Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin A (Suite).....	67
Tableau V.5: Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin A (Suite).....	68

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Présentation géographique de la commune d'El-kseur.	5
Figure II.1: Détermination graphique de la capacité du réservoir du village» Imakhlaf.....	22
Figure II.2 : Détermination graphique de la capacité du réservoir de deux village Tidekanine et Iboudraen.....	25
Figure III.1: réseau ramifié	28
Figure III.2: réseau maillé.....	28
Figure III.3: Etat du réseau après la simulation Imekhlaif	37
Figure III.4: Etat du réseau après la simulation Tidekanine et Iboudraen.....	38
IV.1: Schéma de Principe d'un réseau unitaire.....	47
Figure IV.2: Schema de Principe du réseau séparatif.....	48
Figure IV.3: Schéma de principe du réseau pseudo séparatif.....	49
Figure IV.4 : Réseau à collecteurs perpendiculaires.....	49
Figure IV.5 : Réseau à collecteurs inclinés.....	50
Figure IV.6 : Réseau à collecteurs latéraux.....	50
Figure IV.7 : Réseau à collecteurs inclinés avec un seul exutoire.....	50
Figure IV.8 : Réseau ramifié et maillé.....	51
Figure IV.9 : Schéma général d'un regard de chute.....	54
Figure V.1 : Schéma d'ossature de calcul de S.BV 1.....	60
Figure V.2 : Schéma d'ossature de calcul de S.BV 2.....	61
Figure V.3 : Schéma d'ossature de calcul de S.BV 3.....	62
Figure VI.1: Géométrie d'un bassin de décantation.....	76

Liste des symboles

P_{fut} : Population (future) située à l'horizon prévu.

P_{act} : Population actuelle ou de l'année de référence (2021).

n : Nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ($n=30$ ans).

T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%).

Q_{moy} : Consommation moyenne domestique journalière [m^3/j].

N_{hab} : Nombre d'habitants à l'horizon donné.

Q_i : Dotation égale à 150 l/j.hab.

Q_{emoy} : Consommation moyenne d'équipements journalière

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

Q_{dom} : Débit domestique (m^3/j)

Q_{eq} : Débit d'équipement public (m^3/j)

Q_{maj} : Débit majeure journalier (m^3/j)

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (l/s)

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière

H_o : Hauteur d'eau dans le réservoir(m).

H_{tch} : Hauteur d'élévation(m).

$CTN1$: Côte du terrain naturel au niveau de réservoir (m).

$CTN2$: Côte du point critique (Côte du terrain naturel) (m).

LCH : La ligne de charge (m).

LP : La ligne piézométrique (m).

HB : Hauteur du bâtiment (m).

H_d : Hauteur demandé(m).

ΣJ : Les pertes de charge de réservoir jusqu'au point critique(m).

CTP : côte de trop-plein(m).

CR : côte radié (m).

V_{max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).

$Q_{max,j}$ = consommation maximale journalière (m^3/j)

$P_{max,j}$ = résidu maximal dans le réservoir (%).

R_{+max} : résidu maximum positif (%).

R_{-max} : résidu minimum négatif (%).

V_{total} : Volume total du réservoir (m^3).

VT : volume total du réservoir.

V_{inc} : volume d'incendie ($120m^3$).

Q_p : Débit de pointe (l/s).

ΣL : Longueur totale des tronçons du réseau de distribution(m).

Liste des symboles

Q_r : Débit en route du tronçon (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s/m).

L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

Q_n : Débit au nœud (l/s).

ΣQ_r : Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s).

Q_c : Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s).

J : Pertes de charge (m).

V : Vitesse d'écoulement

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

λ : Coefficient de frottement qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

k : Rugosité de la conduite.

Re : Nombre de Reynolds

t : température de l'eau.

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

P_j : Pression au sol du point considéré (m).

C_{pj} : Cote piézométrique du même point considéré (m).

CTN_j : Cote du terrain naturel du point considéré (m).

C_{pi} : Cote piézométrique du point (i).

H_{ij} : Perte de charge dans le tronçon (ij) ; l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier d'eaux usées rejetées (l/s).

D : Dotation (l/hab./j).

P : Les pertes en eau (fuites) (20%).

N_h : Nombre d'habitants.

Q_p : Débit de pointe d'eaux usées rejetées (l/s).

C_p : Coefficient de pointe calculé par la formule ci-après:

Q_u : Débit unitaire (l/s/ml).

ΣL : Somme des longueurs des tronçons de chaque sous bassin.

Q_r : Débit de route (l/s).

L : Longueur du tronçon (m).

$\Sigma Q_{r,i}$: Somme des débits de route entrant au tronçon « i » (l/s).

$Q_{ms,i}$: Débit moyen sortant du tronçon « i » (l/s).

$Q_{me,i}$: Débit moyen entrant au tronçon « i » (l/s).

$Q_{r,i}$: Débit de route du tronçon « i » (l/s).

Q_{pe} : Débit de pointe entrant (l/s).

Q_{me} : Débit moyen entrant (l/s).

Liste des symboles

C_{pe} : Coefficient de pointe entrant qui est donné par la formule suivante :

Q_{ps} : Débit de pointe sortant (l/s).

Q_{ms} : Débit moyen sortant (l/s).

C_{ps} : Coefficient de pointe sortant qui est donné par la formule suivante

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

Ø : Diamètre normalisé (m).

I : Pente du tronçon (%).

V : Vitesse effective (m /s).

rv : Rapport des vitesses (l/s)

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

N_{moy} : Nombre de réservoirs moyen dans un sous bassin.

Σ Li : Somme totale de tous les tronçons du sous bassin (m).

Introduction Générale

Introduction générale

L'eau représente l'élément important pour tous les êtres vivants sur terre. Compte tenu de son caractère vital, de son importance économique et de son inégale répartition sur terre (que 3% d'eau douce par rapport à toute l'eau de la terre), l'eau est une ressource naturelle dont la gestion est l'objet de plusieurs enjeux.

L'eau constitue un élément essentiel dans la vie et l'activité humaine. Dans le monde présent, l'eau fait usage de toutes les activités quotidiennes, domestiques, industrielles et agricoles. Une telle ressource nous impose de concevoir des systèmes techniques pour son exploitation, sa protection et sa gestion.

Les villages Imekhlaf, Tidekanine et Iboudraen de la commune d'El-kseur représente les localités objet de notre étude. En effet, ces villages souffrent du manque d'eau potable et de l'évacuation des eaux usées.

L'objectif de notre étude consiste à répondre aux besoins de cette population. Pour mener à bien notre étude, nous allons subdiviser les différentes tâches en deux parties essentielles. La première sera consacrée à l'étude de l'alimentation en eau potable de ces trois villages pour les satisfaire en quantité et en qualité. Pour cela, trois chapitres seront consacrés dans cette partie. Le premier concernera la présentation de la zone d'étude à l'aide des données recueillies. Ensuite, nous passerons à l'estimation des besoins en eau potable afin d'estimer les volumes d'eau nécessaires aux différentes catégories de consommation. Le deuxième chapitre sera dédié au calcul de la capacité des réservoirs de stockage. Il sera réalisé par deux méthodes (analytique et graphique). Ces méthodes nous permettront de bien réaliser le dimensionnement du réseau. Le dernier chapitre de cette première partie consistera à simuler le fonctionnement du réseau de distribution à l'aide du logiciel informatique EPANET à travers la vérification des débits, des diamètres, des pressions et des vitesses du réseau.

La deuxième partie s'intéressera à l'assainissement des eaux usées. Elle comporte trois chapitres : le premier présentera des généralités sur les réseaux d'assainissement pour faire le point sur le choix du type de réseau à concevoir, sur les ouvrages à intégrer ...etc. Le second chapitre sera dédié à la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement des trois villages Imekhlaf, Tidekanine et Iboudraen en recherchant le bon tracé qui répond aux exigences technico-économiques de ses profils en long. Le dernier chapitre traitera les bassins de décantation ainsi que leur dimensionnement. En vue de préserver l'environnement, ces ouvrages auront comme tâche le piégeage des masses polluantes présentes dans les particules décantées. Enfin, notre travail sera clôturé par une conclusion générale qui synthétisera les différents résultats obtenus.

Partie I :
Alimentation en eau
potable.

Chapitre I :
Présentation du site
et estimation des
besoins en eau.

I.1.Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable des trois villages Imekhlaif, Tidekanine et Iboudraen de la commune d'El-Kseur , Wilaya de Bejaia; et cela est présenté par la collecte d'une base de données.

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier point est consacré à la présentation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, climatique et démographique, et hydrographique; et le deuxième point est consacré à l'estimation des besoins en eau potable qui est nécessaire pour le dimensionnement de notre réseau d'eau potable.

I.2.Présentation de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

El-Kseur (en kabyle: Leqser, en tifinagh: ⵍⴰⴳⴰⵔ, en arabe : القصر) est une commune d'Algérie qui se trouve à BEJAIA qui fait partie de la Daira du même nom. Elle se situe à 25 KM au sud-Est du Chef-lieu de la wilaya de BEJAIA.

La densité de population de la commune est de 327 habitants par kilomètre carré.

Situé à environ 80 mètres d'altitude, le centre d'EL-KSEUR a pour coordonnées géographiques :

Latitude : 36°40'49.46" Nord ;

Longitude : 4°51'16.54" Est. [1].

I.2.2. Le relief et la topographie

La conception d'un réseau d'AEP nécessite souvent des données topographiques de la région étudiée, et qui sont dans notre cas :

- Des pentes fortes au Nord, favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux, à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes ;
- Des pentes faibles modérées au Sud.

Le relief **d'El-kseur** est caractérisé par son aspect montagneux. En effet, la ville est située dans une vallée étroite au pied du mont Ibarissen, qui constitue le dernier massif important qui sépare le centre ville à la cité Berchiche. [1]

I.2.3. Situation climatique

La ville d'**El-Kseur** bénéficie d'un climat tempéré et humide avec un hiver pluvieux (une pluviométrie importante), et un été chaud comme toutes les villes de la moitié Est du littoral algérien. En raison des massifs montagneux qui entourent la ville, il neige chaque année en hiver entre décembre et février pour les hautes altitudes de plus de 600 m. [1]

I.2.4. La démographie et la population

L'analyse démographique est élaborée sur la base du recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH 1998 & 2008), ainsi que les données dans l'annuaire statistique de la wilaya de Bejaia _Edition 2013 élaborée par le DPSB W.Bejaia.

Ces données sont récapitulées dans le tableau ci-après ; [1]

Tableau I.1. Répartition de la population selon la RPGH.

Répartition	Population		
	RGPH 1998	RGPH 2008	Au 31/12/2012
A.C.L	19 779	23 579	24 315
A.S	0	0	0
Z.E	7 107	6 264	6 461
Total	26 886	29 843	30 776

La répartition spatiale de cette population est divisée en Agglomération chef-lieu (ACL), et zones éparses. A la fin 2012, la population est répartie comme suivant :

- **A.C.L** : Agglomération Chef-lieu :24 315 habitants soit 79% de la population de la commune.
- **A.S** : Agglomération Secondaire : 0%
- **Z.E** : Zone Eparses : 21%

I.2.5.la situation hydrographique

La commune d'El-Kseur est drainée par un réseau hydrographique, composé de trois (03) oueds principaux : [1]

- l'oued Méliani,
- l'oued El-kseur;
- Et l'oued Kharrachi.

Et deux (02) autres oueds de moindre importance, à savoir :

- Oued Ouzeboudj et Oued Khabara.

Ressources en eau de la commune d'EL-KSEUR :

La Commune d'EL-KSEUR est alimentée en eau potable à partir de ressources souterraines consistant en :

- Une batterie de forages (03) situés sur la rive gauche de l'Oued Soummam au niveau des domaines Merkhouf, Messaoudi et Salhi.
- Une source (Tigoudiène) destinée à l'AEP des 17 villages de Garet.

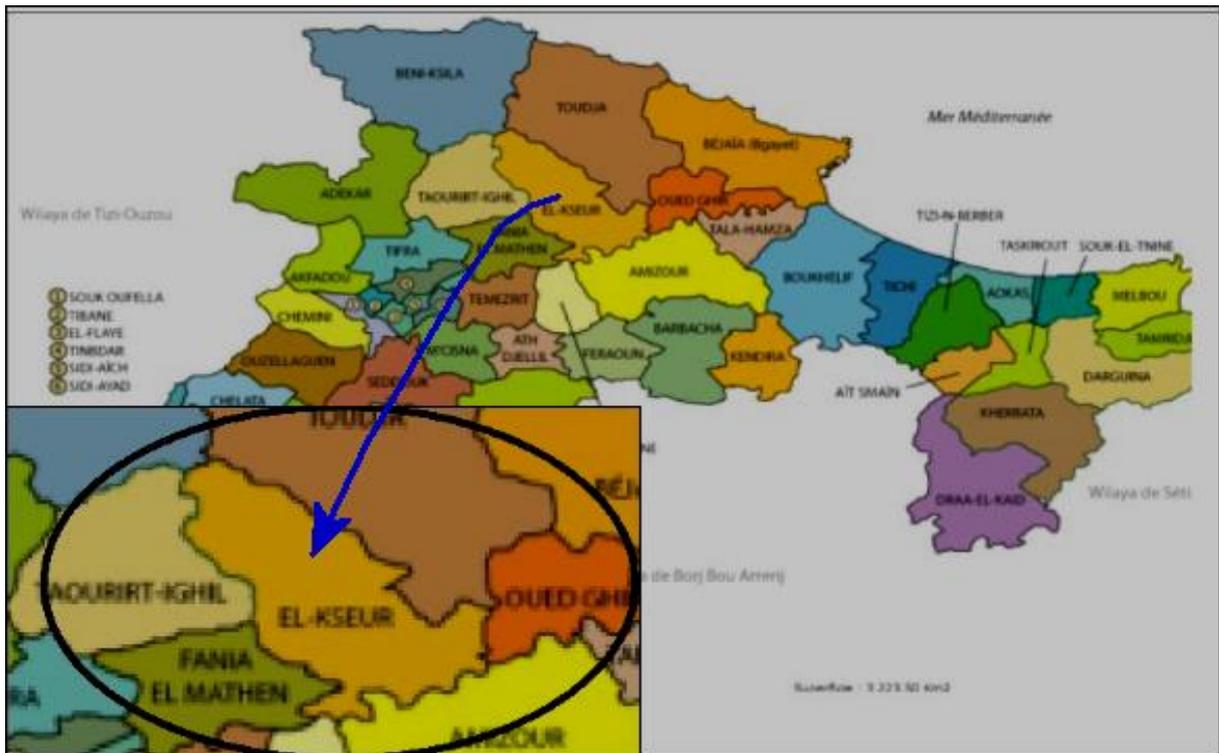


Figure I.1. Présentation géographique de la commune d’El-ksour.

I.3. Estimation des besoins en eau

Avant tout projet d’alimentation en eau potable, on doit avoir la norme de consommation unitaire de toutes les catégories de consommation.

Dans notre cas, l’évaluation des besoins en eau, s’effectue selon les phases suivantes :

- Estimation des besoins en eau domestique et équipements.
- Calcul du débit moyen journalier.
- Calcul des débits minimum et maximum journaliers.
- Calcul du débit de pointe.

I.3.1 Estimation de la population actuelle et future

Un réseau d’alimentation en eau potable est conçu en tenant compte de l’accroissement de la démographie ainsi que son évolution.

D'après les informations recueillies au niveau de l'APC d'El-kseur, le nombre d'habitants global actuel des villages Imekhlaf, Tidekanine, Iboudraen, est estimé à 1137 habitants en 2008.

I.3.2.Évaluation de la population

L'évolution de la population suit à la loi des accroissements finis, donnée par la formule :

$$P_{fut} = P_{act} (1+T)^n \quad (I-1)$$

D'ou :

P_{fut} : Population (future) située à l'horizon prévu.

P_{act} : Population actuelle ou de l'année de référence (2021).

n : Nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence (n=30ans).

T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%).

Avec un taux d'accroissement démographique de 2.2 %, L'horizon théorique de projection admis pour un tel projet est de 30 ans, le tableau suivant représente le nombre d'habitants des trois villages.

Tableau I.2: Nombre d'habitants des trois villages étudiés

Village	Nombre d'hab actuel 2021	Taux D'accroissement	Nombre d'hab à court terme 2031	Nombre hab a moyen terme 2041	Nombre d'hab a long terme 2051
Imekhlaf	766	2.2 %	952	1184	1472
Tidekanine et Iboudraen	743	2.2 %	924	1149	1429
Total	1509	2.2 %	1876	2333	2901

I.3.3. Catégorie des besoins

Cette dernière prend en compte :

- Besoins socioculturel.
- Besoins domestiques.

- Besoins scolaires.

I.4. Choix de la norme de consommation (dotation)

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litres par habitants, et par jour, par carré de surface des végétaux...etc.

Cette norme dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain.

I.4.1. La consommation moyenne domestique

Le débit moyen journalier domestique est donné par la formule suivante:

$$Q_{moy} = N_{hab} * Q_i \quad (I-2)$$

D'où :

Q_{moy} : Consommation moyenne domestique journalière [m^3/j].

N_{hab} : Nombre d'habitants à l'horizon donné.

Q_i : La norme de consommation (dotation actuelle ou future) l /hab/j.

I.4.2. La consommation moyenne des équipements

Le débit moyen journalier est donné par la formule suivante :

$$Q_{e_{moy}} = N * q_i \quad (I-3)$$

$Q_{e_{moy}}$: Consommation moyenne d'équipements journalière [m^3/j].

N : Nombre d'unité.

q_i : Norme unitaire soit (l/lit/j, l/m²/j, l/élève/j...etc).

I.5. Equipement existants

A noter que la zone d'étude ne comporte aucune grosse activité consommatrice en eau.

Les équipements existants sont :

Imekhlaf : 01 mosquée.

Tidekanine : 01 école.

I.6. Calcul les différents besoins actuels et futures**I.6.1. Besoins domestiques**

Les besoins ci-dessous représente les besoins domestiques actuels et futurs des trois villages étudiés :

Tableau I.3. Détermination des besoins domestiques des trois villages

villages	Nombre d'habitant		Dotation actuelle (l/hab/j)	Dotation future (l/hab/j)	Qmoy .j (m ³ /j)	
	2021	2051			2021	2051
Imakhlaf	766	1472	125	150	95,75	220,8
Iboudraen+Tidekanine	743	1429			92,875	214,35
Total	1509	2901			188,625	435,15

I.6.2. Besoins socioculturels

Le tableau suivant illustre les besoins socioculturels en eau comme suit :

Tableau I.4: Détermination des besoins socioculturels

Villages	Désignation	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l /j /usagers)	Besoins (m³ /j)	
					2021	2051
Imekhlaf	Mosquée	1	120	30	3,60	7,20

I.6.3. Besoins scolaires

Le tableau suivant illustre les besoins scolaires en eau comme suit :

Tableau I.5 : Détermination des besoins scolaire

Villages	L'établissement	Nombre	Nombre d'élèves	Dotation (l / j / élèves)	Besoins (m ³ /j)	
					2021	2051
Imekhlaf	Ecole primaire	1	175	20	3,50	7,00
Tidekanine						

I.7. Récapitulation de la consommation moyenne totale

La consommation moyenne journalière totale de la zone d'étude est calculée comme suit :

$$Q_{moy,j} = Q_{dom} + Q_{eq} \quad (I-4)$$

D'ou:

Q_{moy,j} : Débit moyen journalier (m³ /j)

Q_{dom} : Débit domestique (m³ /j)

Q_{eq} : Débit d'équipement public (m³/j)

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommation afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau I.6: Récapitulation de la consommation en eau potable.

Villages	Imekhlaf		Tidekanine et Iboudraen	
	2021	2051	2021	2051
Besoins				
Domestique	95,75	220,80	92,88	214,35
scolaire	3,50	7,00	3,50	7,00
Socioculturel	3,60	7,20	3,60	7,20
total	102,85	235,00	99,98	228,55

Donc la somme de la consommation moyenne journalière pour les villages est la suivante :

a) Imekhlaf :

- $Q_{moy.j}$ (actuel) = 102.85 m³/j
- $Q_{moy.j}$ (futur)=235.00m³/j

b) Tidekanine et Iboudraen :

- $Q_{moy.j}$ (actuel) = 99.98 m³/j
- $Q_{moy.j}$ (futur)=228.55 m³/j

I.8. Majoration de la consommation

Pour compenser les fuites au niveau du réseau d'adduction et du réseau de distribution qui sont en fonction du type de conduites, la nature du terrain et la qualité d'entretien, et afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20%,

$$Q_{maj .j}=1.2*Q_{moy .j} \quad (I-5)$$

Avec:

Q_{maj}: Débit majoré journalier (m³ /j).

Donc le Débit moyen journalier est représenté dans ce tableau :

Tableau I.7: La consommation moyenne journalière

Villages	Q _{moy} (m ³ /j)		Q _{maj .j} majore de 20%(m ³ /j)			
	2021	2051	2021		2051	
Imekhlaf	102,85	235,00	123,42	1,43	282,00	3,26
Tidekanine et Iboudraen	99,98	228,55	119,98	1,39	274,26	3,17
Total	202,83	463,55	243,40	2,82	556,26	6,44

Le débit $Q_{maj,j} = 556.26 \text{ m}^3/\text{j}$, soit un débit $Q_{maj,j} = 6,44 \text{ l/s}$.

I.9. Calcul du débit maximum journalier ($Q_{max,j}$)

Ce débit caractérise la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{maj,j} \quad (I-6)$$

D'où :

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (l/s) ;

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Ce coefficient ($K_{max,j}$) montre combien de fois le débit maximale journalier excède le débit moyen journalier, il varie entre **1.1** et **1.3**, dans notre cas, on prend $K_{max,j} = 1.3$

D'où :

$$Q_{max,j} = 1.3 * Q_{maj,j} \quad (I-7)$$

Tableau I.8: la consommation maximale journalière

Villages	Qmaj,j majeure de 20%				Kmax ,j	Qmax,j			
	2021		2051			2021		2051	
	(m³/j)	(l/s)	(m³/j)	(l/s)		(m³/J)	(l/s)	(m³/j)	(l/s)
Imekhlaf	123,42	1,43	282,00	3,26	1,30	160,45	1,86	366,60	4,24
Tidekanine et Iboudraen	119,98	1,39	274,26	3,17		155,97	1,81	356,54	4,12
Total	243,40	2,82	556,26	6,43	-	316,42	3,67	723,14	8,36

Donc le $Q_{max,j}$ pour les villages est de :

a) **Imakhlaf**

❖ $Q_{max,j}(\text{actuel}) = 2.82 \text{ (l/s)}$

- ❖ $Q_{max.j(futur)} = 6.43$ (l/s)
- b) **Tidekanine et Iboudraen**
- ❖ $Q_{max.j(actuel)} = 3.67$ (l/s)
- ❖ $Q_{max.j(futur)} = 8.36$ (l/s)

I.10. Calcul du débit de pointe (Qp)

Le débit de pointe est représenté par le coefficient maximal horaire qui nous donne la consommation horaire maximal pendant la journée la plus chargée.

Ce coefficient est déterminé par l’expression suivante :

Donc :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \cdot Q_{moy.h} \quad (I-9)$$

Avec : La consommation moyenne horaire :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (I-10)$$

D’une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (I-11)$$

Avec :

➤ α_{max} : coefficient qui tient compte du confort, des équipements de l’agglomération et du régime de travail varie de **1.2** à **1.4** et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1.3$.

➤ β_{max} : coefficient étroitement lié au nombre d’habitants.

Le tableau II-9 donne la variation de β_{max} en fonction du nombre d’habitants.

Le tableau I.9 : la valeur de β_{max} en fonction du nombre d’habitants

Nb D’habitant	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Les valeurs de β_{max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.9) suivant :

Etant donné qu'on a une population de 1472 habitants, par interpolation en utilisant le tableau (II.9) précédent, on obtient:

$$K_{max.h} = \frac{Q_{max.h}}{Q_{moy.h}} \quad (I-8)$$

$$1 \times 10^3 \rightarrow 2$$

$$1472 \rightarrow \beta_{max} \Rightarrow \frac{2(1472 - 1.5 \times 10^3) + 1.8(1 \times 10^3 - 1472)}{(1 \times 10^3 - 1.5 \times 10^3)}$$

$$1.5 \times 10^3 \rightarrow 1.8 \Rightarrow \beta_{max=1.81}$$

Les valeurs des débits de pointe pour les trois villages sont récapitulées dans le tableau suivant :

Le tableau I.10: Récapitulation des valeurs des débits de pointes pour les trois villages.

village	population	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{moy.h}(m^3/h)$	$Q_{max.h}(m^3/h)$
Imekhlaf	1472	1,30	1,81	2,35	15,28	35,94
Tidekanine et Iboudraen	1429	1,30	1,83	2,38	14,86	35,34

I.11.Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire une étude détaillée sur les différentes caractéristiques (situation géographique, relief et topographie...ect) des trois villages Imakhlaf, Tidekanine et Iboudraen.

On a estimé aussi les besoins en eau des secteurs existants, qui ont donné lumière au calcul des différents débits journaliers et horaires. En prenant en compte des résultats obtenus, nous pourrions déterminer la capacité de stockage des réservoirs et leur dimensionnement qui seront élaborés dans le chapitre suivant.

Chapitre II :

Les réservoirs

II.1.Introduction

Ce chapitre est consacré pour étudier les réservoirs et déterminer les volumes de stockage pour assurer le bon fonctionnement de cet ouvrage. Les réservoirs constituent un maillon important dans les infrastructures d'alimentation et de distribution de l'eau destinée à la consommation humaine et autres besoins des collectivités et des industries.

Il convient ainsi de bien les concevoir et de bien les réaliser pour qu'ils puissent remplir toutes les fonctions requises d'une manière durable, tant au niveau de la pérennité de leur structure, que celui de disponibilité de l'eau.

II.2.Utilité des réservoirs

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et débit entre le régime de production et le régime de consommation, ils permettent :

- D'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque la consommation devient supérieure à la production.
- Une certaine souplesse pour faire, sans gêne, pour les utilisateurs, aux incidents suivant :
 - Panne électrique ;
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement.
- Une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

En résumé, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

II.3. Choix du site d'implantation

L'emplacement des réservoirs a pour condition, l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.

L'altitude des réservoirs, plus précisément du radier se situe à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau figure II.1.

Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération pouvant alimenter le point le plus défavorable. D'où, le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie. [7]

II.4. Classification des réservoirs

Il existe plusieurs types de réservoirs, on peut les classifier selon trois paramètres : [2]

Tableau II.1 : Classification des réservoirs

Nature de classification	Type de réservoirs
-La nature de matériaux	-Réservoirs métalliques -Réservoirs en maçonnerie (béton arme ou précontraint)
- La position par rapport au sol	- Réservoir enterrés - Réservoirs semi enterrés - Réservoirs surélevés
- La forme	-Réservoirs circulaire -Réservoirs rectangulaire -Réservoirs quelconques

II.5. Emplacement du réservoir

Pour le bon fonctionnement du réseau, il faut choisir convenablement l'emplacement du réservoir donc il faut tenir compte des points suivants :

- L'emplacement du réservoir doit être aussi bien choisi afin de donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe ;
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau pour effectuer une alimentation gravitaire de réseau de distribution ;
- Il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir en première approximation l'altitude du radier ;

- Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux. Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération.

II.6.Capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique. [7]

II.6.1. La méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{V_{max} = \frac{Q_{max\ j} * P_{max}(\%)}{100}} \quad \mathbf{(II.1)}$$

Avec :

V_{max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).

Q_{max j} = consommation maximale journalière (m^3/j)

P_{max j} = résidu maximal dans le réservoir (%).

II.6.1.1. Détermination de la valeur de P

Connaissant les valeurs de α_{\max} et β_{\max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{\max} par la relation suivante :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II.2})$$

- la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (Voir annexe I)
- on répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée
- la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- on détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{\max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\max}| \quad (\text{II.3})$$

Avec :

R₊max : résidu maximum positif (%).

R₋max: résidu minimum négatif (%).

II.6.1.2. Le volume total du réservoir

Le volume totale du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures de (60m³/h). Le volume total est donc :

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

V_{total} : Volume total du réservoir (m³).

V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$).

II.6.2. Méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage.

La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$VT = V_{max} + V_{inc} \quad (II.5)$$

Avec :

VT : volume total du réservoir.

V_{max} : volume maximal de stockage.

V_{inc} : volume d'incendie (120 m³).

II.7. Dimensionnement des réservoirs

II.7.1. Dimensionnement du réservoir « R1 » Imekhlaf

Méthode analytique

Ce réservoir est destiné à l'alimentation du village Imekhlaf, Pour

Déterminer le régime de la consommation de ce village, on a eu recours à des modèles statistiques (annexe1).tel que $K_{max,h=2,5}$; ce réservoir est alimenté gravitairement par transfert de Tichy Haf.

Tableau II.2 : la méthode analytique du dimensionnement du réservoir R1 du village Imekhlaf.

Horaire	Apport(%)	Distribution (%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	4,16	0,6	3,56	-	3,56
1-2	4,16	0,6	3,56	-	7,12
2-3	4,16	1,2	2,96	-	10,08
3-4	4,16	2	2,16	-	12,24
4-5	4,16	3,5	0,66	-	12,9
5-6	4,16	3,5	0,66	-	13,56
6-7	4,16	4,5	-	-0,34	13,22
7-8	4,16	10,2	-	-6,04	7,18
8-9	4,17	8,8	-	-4,63	2,55
9-10	4,17	6,5	-	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	-	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	-	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	-	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	-	1,7
14-15	4,17	4,7	-	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	-	0
Total	100	100	30,49	-30,49	-

Calcul du volume du réservoir RI

D'après le tableau (II.2), on aura

$$P\% = |\Delta V +| + |\Delta V -| = |13.56| + |-15.45| = 29.041\%$$

$$Q_{max, j} = 363.79 \text{ m}^3 / j$$

$$V_{max} = \frac{P\% \times Q_{max, j}}{100} = \frac{29.041 \times 363.79}{100} = 105.64$$

$$V_{Total} = V_{max} + V_{inc} = 105.64 + 120 = 225.64 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de **230m³**

Méthode graphique

Les résultats calculés dans le tableau II.2 ci-dessus sont représentés dans la figure II.1 :

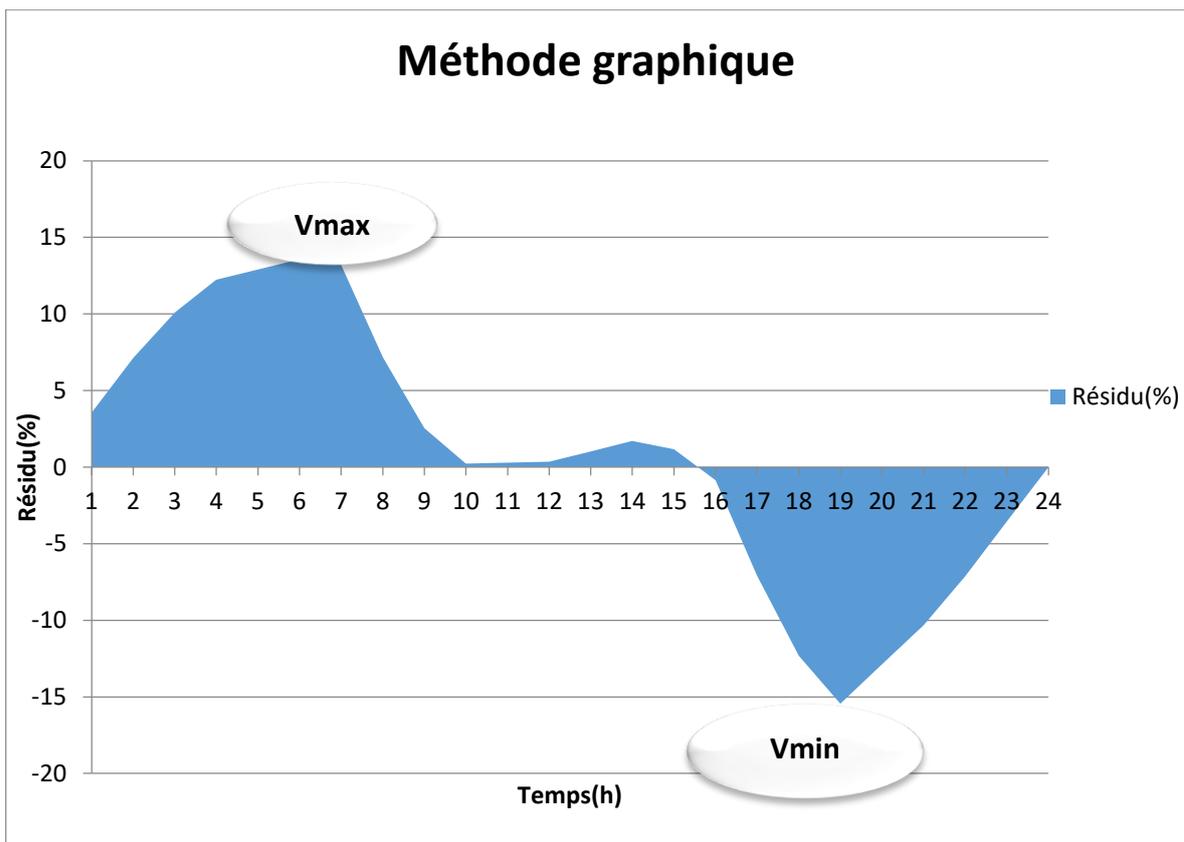


Figure II.1: Détermination graphique de la capacité du réservoir du village» Imekhlaf

D'après le tableau II.2 précédent, le volume utile du réservoir est de :

$$V_u = V_{\max} + V_{\min}$$

Où :

$$V_{\max} = 0.2904 \cdot Q_{\max, j} = 0.29 \cdot 366.6 = 30.83 \text{ m}^3$$

$$V_{\min} = 0.015 \cdot Q_{\max, j} = 0.015 \cdot 366.6 = 34.94 \text{ m}^3$$

Le dimensionnement du réservoir R1

H = [3 : 6] m → on prend H = 4.0 m

Calcul du diamètre :

$$V = S \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \quad \longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{(4 \times 230)}{\pi \times 4}} = 8.56$$

$$D = 8.56 \text{ m}$$

Calcul de la hauteur d'incendie

On a : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$, et $D = 8.56 \text{ m}$

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 8.56^2} = 2.09 \text{ m}$$

Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :

$$H_d = H - H_{\text{inc}} = 4 - 2.09 = 1.91 \text{ m}$$

II.7.2. Dimensionnement du réservoir « R2 » Tidekanine et Iboudraen

Méthode analytique

Ce réservoir est destiné à l'alimentation de deux villages **Tidekanine** et **Iboudraen**. Pour déterminer le régime de la consommation de ces deux villages, on a eu recours à des modèles statistiques (annexe1). tel que $K_{\max, h} = 2,5$; à noter que ce réservoir est alimenté par un forage qui est dimensionné pour véhiculer la totalité du débit disponible dans le forage , soit 20 l/s selon les données recueillies.

*Tableau II.3 : la méthode analytique du dimensionnement du réservoir R2 des villages
Iboudraen et Tidekanine.*

Horaire	Apport(%)	Distribution (%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	5	0,6	4,4	-	4,4
1-2	5	0,6	4,4	-	8,8
2-3	5	1,2	3,8	-	12,6
3-4	5	2	3	-	15,6
4-5	5	3,5	1,5	-	17,1
5-6	5	3,5	1,5	-	18,6
6-7	5	4,5	0,5	-	19,1
7-8	5	10,2	-	-5,2	13,9
8-9	5	8,8	-	-3,8	10,1
9-10	5	6,5	-	-1,5	8,6
10-11	5	4,1	0,9	-	9,5
11-12	5	4,1	0,9	-	10,4
12-13	5	3,5	1,5	-	11,9
13-14	5	3,5	1,5	-	13,4
14-15	5	4,7	0,3	-	13,7
15-16	5	6,2	-	-1,2	12,5
16-17	5	10,4	-	-5,4	7,1
17-18	5	9,4	-	-4,4	2,7
18-19	0	7,3	-	-7,3	-4,6
19-20	0	1,6	-	-1,6	-6,2
20-21	0	1,6	-	-1,6	-7,8
21-22	0	1	-	-1	-8,8
22-23	5	0,6	4,4	-	-4,4
23-24	5	0,6	4,4	-	0
Total	100	100	33	-33	-

Calcul du volume du réservoir R2

D'après le tableau (II.3), on aura

$$P\% = |\Delta V +| + |\Delta V -| = |19.1| + |-8.8| = 27.9\%$$

$$Q_{max, j} = 356.54 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$V_{max} = \frac{P\% \times Q_{max, j}}{100} = \frac{27.9 \times 356.54}{100} = 99.47$$

$$V_{Total} = V_{max} + V_{inc} = 99.47 + 120 = 219.47 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de **220m³**

Méthode graphique

Les résultats calculés dans le tableau II.3 ci-dessus sont représentés dans la figure II.2 :

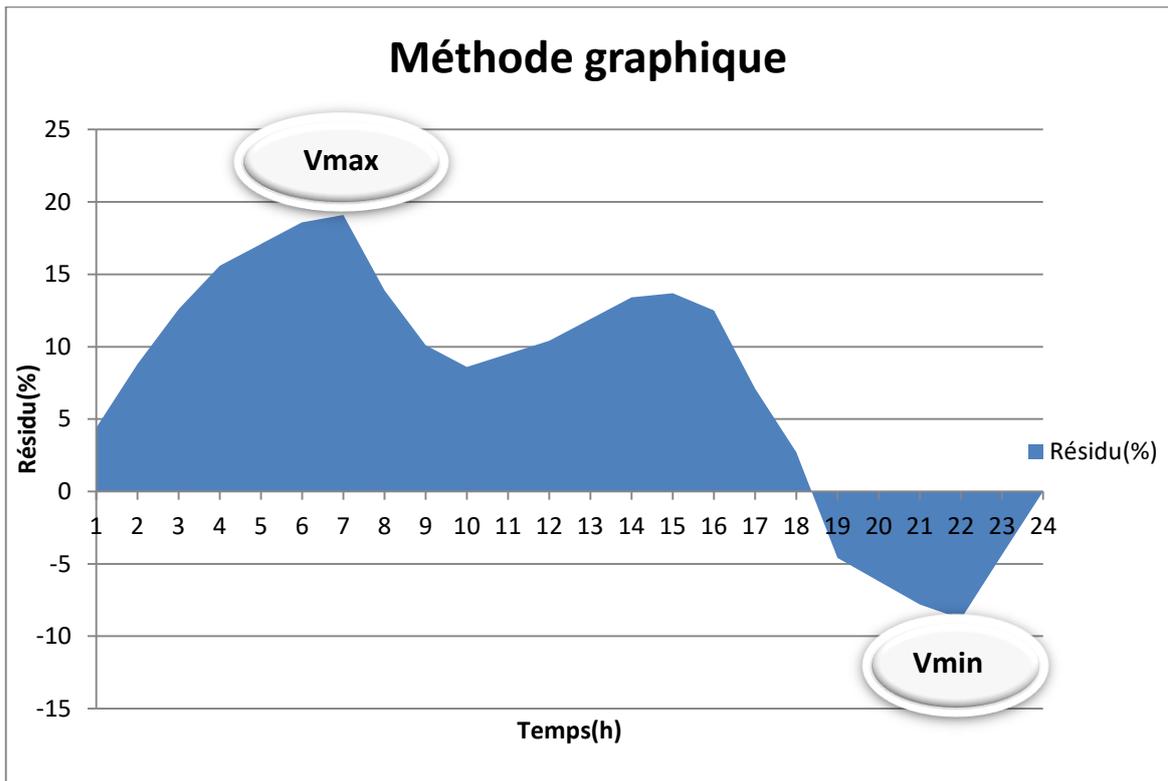


Figure II.2 : Détermination graphique de la capacité du réservoir de deux village Tidekanine et Iboudraen

D'après le tableau II.3 précédent, le volume utile du réservoir est de :

$$V_u = V_{max} + V_{min}$$

Où :

$$V_{\max} = 0.269 \cdot Q_{\max, j} = 0.279 \cdot 356.47 = 99.45 \text{ m}^3$$

$$V_{\min} = 0.078 \cdot Q_{\max, j} = 0.088 \cdot 356.47 = 31.37 \text{ m}^3$$

Le dimensionnement du réservoir R2

H = [3: 6] m, on prend ; H = 4.0 m

Calcul du Diamètre :

$$V = S \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{(4 \times 220)}{\pi \times 4}} = 8.37$$

D=8.37m

Calcul de la hauteur d'incendie

On a : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$, et $D = 8.37 \text{ m}$

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 8.37^2} = 2.18 \text{ m}$$

Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :

$$H_d = H - H_{\text{inc}} = 4 - 2.18 = 1.82 \text{ m}$$

II.8.Conclusion

Après avoir effectué tous les calculs sur les dimensionnements des réservoirs, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs

Réservoir	Région d'alimentation	Capacité (m ³)	Hauteur (m)	Diamètre (m)
Réservoir R1	<i>Imekhlaf</i>	230	4	8.56
Réservoir R2	Tidekanine et Iboudraen	220	4	8.37

La prochaine étape est de procéder à une simulation du réseau de distribution afin d'observer le comportement du réseau du point de vue débit, vitesse et pression.

Chapitre III :

Réseau de distribution.

III.1.Introduction

On définit un réseau de distribution comme l'ensemble de canalisations qui sort du réservoir, on remarque souvent que l'eau qui sort du réservoir circule à travers une seule conduite, cette dernière se prolonge à travers l'agglomération en formant une conduite maitresse sur laquelle on branche des conduites secondaires caractérisés par de moindres diamètres.

III.2. Les modes de distribution

Il existe quatre types de réseau de distributions : [2]

- Le réseau ramifié.
- Le réseau étagé.
- Le réseau maillé.
- Les réseaux mixtes.

III.2.1. Le réseau maillé

Est installé en zone de forte densité humaine, l'eau circule dans les deux sens. Le coût de l'installation est élevé. Une simple manœuvre du robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et de servir les abonnés d'aval.

III.2.2. Le réseau ramifié

Est installé en zone de faible densité humaine, l'eau circule dans un seul sens. La régularité du débit n'est pas assurée, et en cas d'intervention sur le réseau, l'arrêt complet de la distribution est nécessaire. Le coût de l'installation est faible.

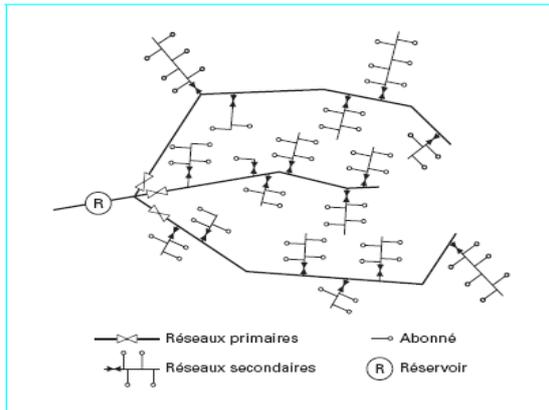


Figure 1 - Réseau ramifié

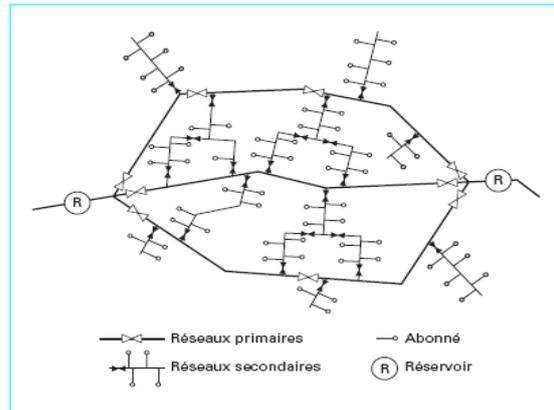


Figure 2 - Réseau maillé

Figure III.1 : réseau ramifié

Figure III.2 : réseau maillé

III.2.3. Le réseau étagé

Il est constitué de réseaux indépendants, et permet d'éviter les hautes pressions, en cas de relief accidenté et des déniveler importantes.

III.2.4. Les réseaux mixtes

Un réseau est dit mixte (maillé – ramifié), l'orsque ce dernier est constitué d'une partie ramifié et d'une autre maillé. Ce type de réseau est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

III.3. Choix du type de conduite

Le choix est fondé sur des critères d'ordre techniques et économiques : le diamètre, la pression de service, la durée de vie, les conditions de pose et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché.

Dans le présent projet le PEHD (Polyéthylène Haute densité) répond aux objectifs recherché, ce choix est motivé par les raisons suivantes :

- Facilité de pose (grande flexibilité).
- Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Résiste à la corrosion interne, externe, et micro biologique.
- Disponibilité sur le marché national.
- Une rugosité très faible.
- Meilleure résistance aux contraintes (choc, écrasement, et déplacement du terrain).

- Longue durée de la vie (durée de vie théorique : 50ans a une température de 20°c).

III.4.Exigence du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant il faut que :

- La pression doit être supérieure à 1 bar.
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 m), ceci provoquera des désordres ; à l'occasion, on peut prévoir une distribution étagé ou installé des réducteur de pression.
- La vitesse doit être entre 0.5 et 1.5 m/s.
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

III.5.Calcul Hydraulique

Pour réussir un calcul hydraulique on doit déterminer les points suivants ; calculs des différents débits à savoir le débit de pointe, le débit spécifique, le débit de route et en nœuds, ainsi que de calculer les pertes de charge et la vitesse dans les conduites et enfin les pressions.

III.5.1. Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) correspond à la consommation maximale horaire avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_p = Q_{max}.h$$

III.5.2. Débit spécifique

Correspond au volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = Q_p / \sum L \quad \text{(III-1)}$$

Avec :

Q_s : Débit spécifique (l/s/m).

Q_p : Débit de pointe (l/s).

$\sum L$: Longueur totale des tronçons du réseau de distribution(m).

III.5.3. Débit en route

C'est les débits circulant à travers un tronçon. Il est supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier. Il se calcule comme suit :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad \text{(III-2)}$$

D'où :

Q_r : Débit en route du tronçon (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s/m).

L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

III.5.4. débit en nœud

Le débit en chaque nœud correspond à la moitié de la somme des débits en route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud. Il se calcule comme suit :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_c \quad \text{(III-3)}$$

Avec:

Q_n : Débit au nœud (l/s).

$\sum Q_r$: Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s).

$\sum Q_c$: Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s).

III.5.5. Les pertes de charge

Sont données par la formule de Darcy- WEISBACH suivante :

$$J = \frac{\lambda V}{2gD} * L \quad \text{(III-4)}$$

Avec :

J : Pertes de charge (m).

V : Vitesse d'écoulement

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

D : Diamètre de la canalisation (mm).

λ : Coefficient de frottement qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

λ est déterminé à partir de la formule de COLEBROOK- WHITE ci-après :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left[\frac{K}{3.71D} \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III-5})$$

k : Rugosité de la conduite.

Re : Nombre de Reynolds, tel que :

$$Re = \frac{VD}{\vartheta} \quad (\text{III-6})$$

ϑ : Viscosité cinétique de l'eau calculée par la formule de Stokes, avec :

$$\vartheta = \frac{0.00178}{1+0.00337t+0.000221t^3} \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

t : température de l'eau.

ϑ : $10^{-6} m^2/s$ à $20^\circ C$.

III.5.6. La vitesse

La vitesse de l'eau dans la conduite sera de l'ordre 0.5 à 1.5 m/s. Elle se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III-8})$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

III.5.7. Calcul des pressions

Dans cette étude, la pression doit être assurée de 10 à 60 mètres de colonne d'eau. Connaissant les cotes des extrémités des différents tronçons du réseau étudié ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol par la formule suivante :

$$P_j = C_{pj} - CTN_j \quad (\text{III-9})$$

Avec :

P_j : Pression au sol du point considéré (m).

C_{pj} : Cote piézométrique du même point considéré (m).

CTN_j : Cote du terrain naturel du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij} \quad \text{(III-10)}$$

Avec :

C_{pi} : Cote piézométrique du point (i).

H_{ij} : Perte de charge dans le tronçon (ij) ; l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

III.5.8. Calcul des différents débits du réseau de la zone d'étude

- **Imekhlaf**

Le débit spécifique :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max}}{\Sigma L} \quad \text{(III-11)}$$

Avec:

Q_{max} : Débit de maximum horaire 35.94 (m³/h) qui est de 9.89 l/s pour Imekhlaf

ΣL : Somme des longueurs du réseau en (m), qui est de 3959.04 m

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans le tableau III.1 suivant :

Tableau III.1 : Détermination des débits en nœuds du village Imekhlaif

ID	Nœud	Nœud	Longueur	Débit spécifique	Débit de route	Débit en Nœud
Tronçon	Initial	Final	ml	l/s/ml	l/s	l/s
p1	R1	n2	488,7	0,0025217	1,232	1,153
p2	n2	n3	117,2	0,0025217	0,296	0,148
p3	n2	n4	308,9	0,0025217	0,779	0,710
p4	n4	n5	240,4	0,0025217	0,606	0,303
p5	n4	n6	13,6	0,0025217	0,034	0,624
p6	n6	n7	81,18	0,0025217	0,205	0,102
p7	n6	n8	400,2	0,0025217	1,009	0,709
p8	n8	n9	63,96	0,0025217	0,161	0,081
p9	n8	n10	98,47	0,0025217	0,248	0,445
p10	n10	n11	129,2	0,0025217	0,326	0,163
p11	n10	n12	125,4	0,0025217	0,316	1,039
p12	n12	n13	201,4	0,0025217	0,508	0,718
p13	n13	n14	78,1	0,0025217	0,197	0,098
p14	n13	n15	289,6	0,0025217	0,730	0,641
p15	n15	n16	46,81	0,0025217	0,118	0,059
p16	n12	n17	497,4	0,0025217	1,254	1,342
p17	n17	n18	85,66	0,0025217	0,216	0,108
p18	n17	n19	481,2	0,0025217	1,213	0,657
p19	n19	n20	39,86	0,0025217	0,101	0,050
p20	n15	n21	171,8	0,0025217	0,433	0,217

• **Tidekanine et Iboudraen**

Le débit spécifique :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max}}{\Sigma L} \quad \text{(III-12)}$$

Avec:

Q_{maxh} : Débit de maximum horaire 35.34 (m³/h) qui est de 9.8 l/s pour Tidekanine et Iboudraen

Σ L : Somme des longueurs du réseau en (m), qui est de 5341.98m

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans le tableau III.2 suivant

Tableau III.2: Détermination des débits en nœuds du village Tidekanine et Iboudraen

ID	Nœud	Nœud	Longueur	Débit spécifique	Débit de route	Débit en Nœud
Tronçon	Initial	Final	ml	l/s	l/s	l/s
p1	n1	n2	230,6	0,001837708	0,423775491	0,386
p2	n3	n4	183,2	0,001837708	0,336668127	0,290
p3	n4	n5	52,25	0,001837708	0,096020249	0,313
p4	n6	n7	60,6	0,001837708	0,111365112	0,056
p5	n8	n9	42,56	0,001837708	0,078212857	0,187
p6	n9	n10	80,98	0,001837708	0,148817603	0,074
p7	n9	n11	80,46	0,001837708	0,147861995	0,074
p8	n4	n12	80,26	0,001837708	0,147494453	0,074
p9	n13	n14	124,9	0,001837708	0,229529744	0,115
p10	n15	n16	167,5	0,001837708	0,307816109	0,154
p11	n13	n15	50,96	0,001837708	0,093649606	0,243
p12	n15	n17	159,9	0,001837708	0,293849528	0,147
p13	n13	n18	53,57	0,001837708	0,098446024	0,049
p15	n1	n21	538,7	0,001837708	0,989973362	0,495
p16	n6	n1	149,3	0,001837708	0,274369822	0,844
p17	n8	n6	133,7	0,001837708	0,245701575	0,316
p18	n3	n8	278,3	0,001837708	0,511434169	0,418
p19	n2	n23	63,48	0,001837708	0,116657711	0,058
p20	n2	n24	126,5	0,001837708	0,232470077	0,116
p21	n5	n25	120,2	0,001837708	0,220892516	0,110
p22	n5	n13	168	0,001837708	0,308734963	0,365
p23	n20	n26	89,53	0,001837708	0,164530008	0,266
p24	n26	n27	163,6	0,001837708	0,300649048	0,150
p25	n26	n28	36,51	0,001837708	0,067094723	0,034
p26	n20	n3	125,7	0,001837708	0,23099991	0,540
p27	n22	n20	133,61	0,001837708	0,245536181	0,321
Réducteur de pression	n19	n22	–	0,001837708	–	0,123
p28	RES	n19	1847,11	0,001837708	3,394449038	1,697

III.6. Configuration et simulation du réseau hydraulique

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et de manipuler sa puissance de travail essentiellement pour :

- Le calcul de fonctionnement hydraulique du réseau ;
- La détermination de la solution optimale.

III.6.1. Présentation du Logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyaux), pompes, vannes bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration, en substances chimiques dans différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer le temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau. EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution.

III.6.2. Utilisation d'EPANET

Les étapes classiques d'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

III.6.3. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau.

➤ **Au niveau des nœuds**

- L'altitude du nœud par rapport à un point de référence ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

➤ **Au niveau des arcs**

- Les nœuds initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

➤ **Au niveau des réservoirs**

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Le niveau initial, minimal et maximal d'eau

III.6.4. Simulation du réseau

Après la saisie des informations de réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débit, pression, charge totale) à un instant donné, ce qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque arc de réseau.

III.7. Résultats et constatations

III.7.1. Etat du réseau après la simulation

➤ **Imekhlaf**

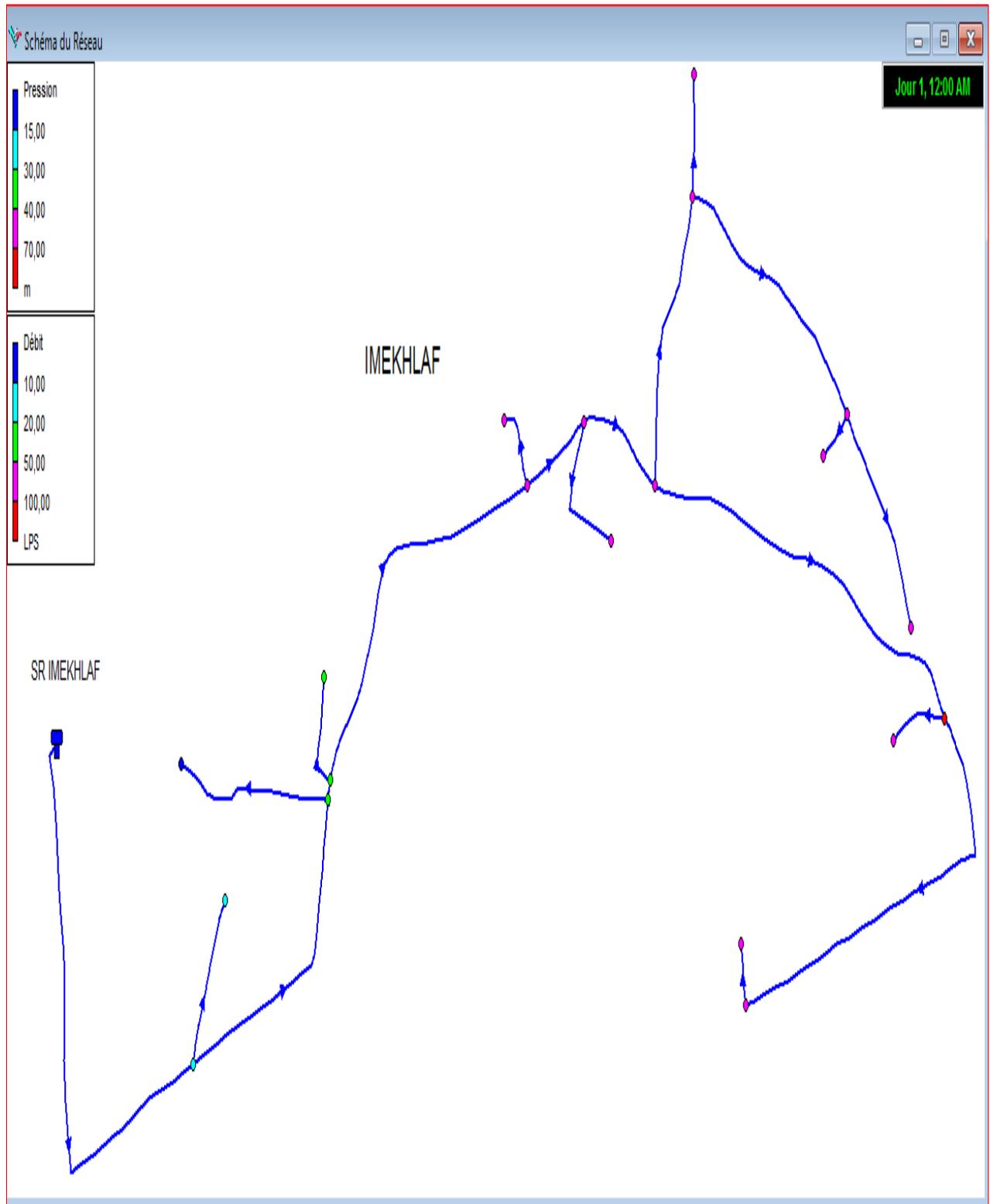


Figure III.3: Etat du réseau après la simulation Imekhlaf

Tidekanine et Iboudraen

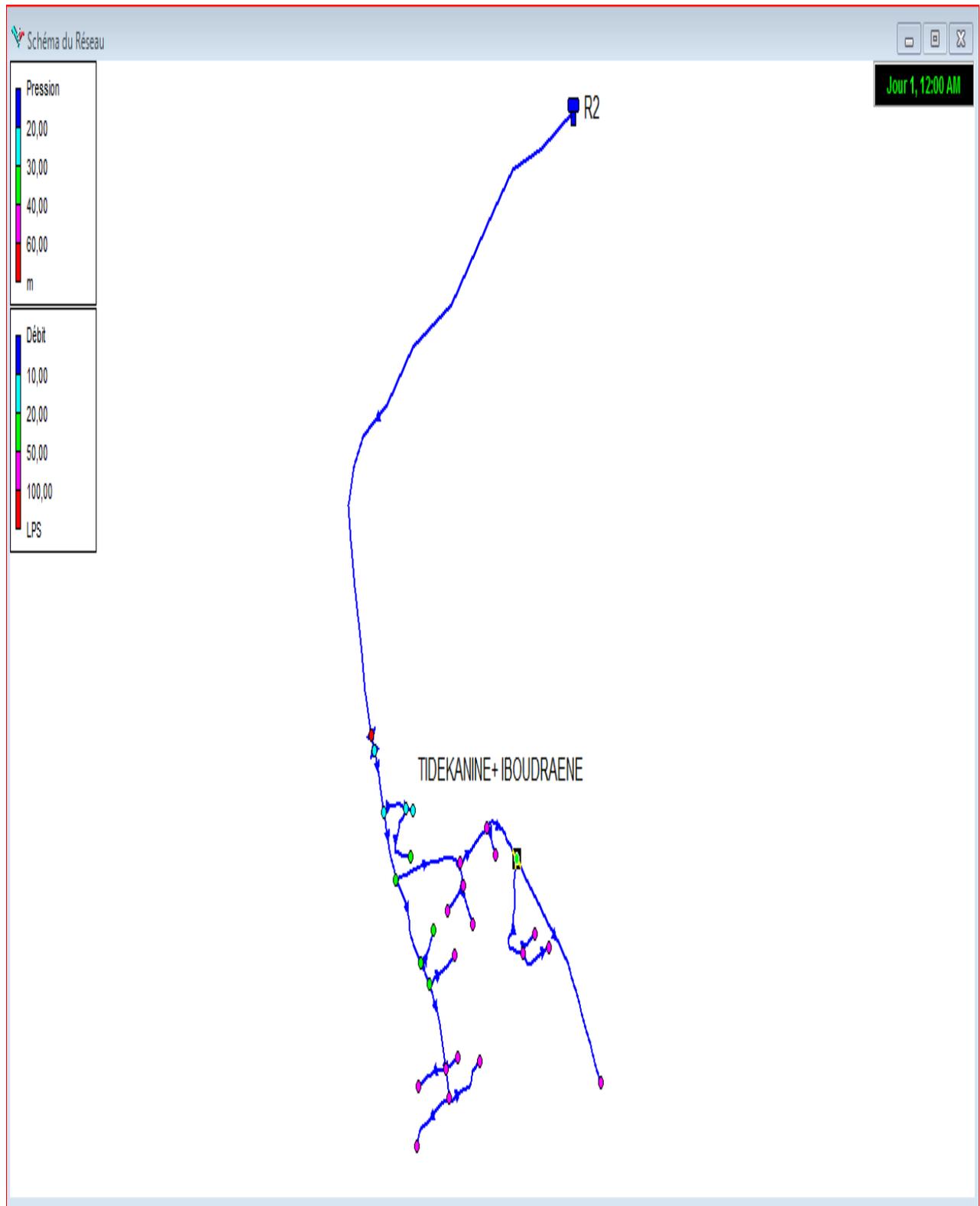


Figure III.4: Etat du réseau après la simulation Tidekanine et Iboudraen

III.7.2. Etat des nœuds du réseau Imekhlaf

Dans le tableau III.3 ci-dessous, en chaque nœud on cite l'altitude, la pression et la demande de base pour le cas de pointe.

Tableau III.3 : Etat des nœuds du réseau Imekhlaf

ID Nœud	Altitude (m)	Débit au Nœud l/s	Charge(m)	pression(m)
Nœud n2	112,73	1,153	133,03	20,30
Nœud n3	111,5	0,148	131,36	19,86
Nœud n4	97,6	0,710	131,16	33,56
Nœud n5	121,26	0,303	129,95	8,69
Nœud n6	98,14	0,624	130,84	32,70
Nœud n7	100,17	0,102	130,23	30,06
Nœud n8	78,71	0,709	123,20	44,49
Nœud n9	80,27	0,081	122,88	42,61
Nœud n10	72,44	0,445	121,72	49,28
Nœud n11	71,59	0,163	119,55	47,96
Nœud n12	66,02	1,039	117,40	51,38
Nœud n13	62,13	0,718	109,99	47,86
Nœud n14	61,5	0,098	109,43	47,93
Nœud n15	41,12	0,641	106,53	65,41
Nœud n16	44,74	0,059	106,41	61,67
Nœud n17	35,21	1,342	108,39	73,18
Nœud n18	39,46	0,108	107,68	68,22
Nœud n19	52,62	0,657	97,74	45,12
Nœud n20	54,67	0,050	97,67	43,00
Nœud n21	37,36	0,217	101,79	64,43

III.7.3. Etat des arcs du réseau Tidekanine et Iboudraen

Dans le tableau III.4 ci-après, on trouve le débit, la vitesse, la perte de charge pour le cas de pointe.

Tableau III.4 : Etat des arcs du réseau Imekhlaf

ID Arc	Longueur m	Débit Nœud l/s	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit m/km	Pert.Charge Tot m
Tuyau 1	488.7	1.153	110.2	0.98	7.91	3.866
Tuyau 2	117.2	0.148	21	0.43	14.24	1.669
Tuyau 3	308.9	0.710	110.2	0.85	6.05	1.869
Tuyau 4	240.4	0.303	34	0.33	5.04	1.212
Tuyau 5	13.6	0.624	79.2	1.43	23.21	0.316
Tuyau 6	81.18	0.102	21	0.51	27.35	2.220
Tuyau 7	400.2	0.709	79.2	1.28	19.09	7.640
Tuyau 8	63.96	0.081	21	0.4	18.18	1.163
Tuyau 9	98.47	0.445	79.2	1.12	15.03	1.480
Tuyau 10	129.2	0.163	21	0.47	16.84	2.176
Tuyau 11	125.4	1.039	63.8	1.54	34.44	4.319
Tuyau 12	201.4	0.718	42.6	1.22	36.83	7.418
Tuyau 13	78.1	0.098	21	0.49	25.59	1.999
Tuyau 14	289.6	0.641	42.6	0.64	11.92	3.452
Tuyau 15	46.81	0.059	21	0.75	97.8	4.578
Tuyau 16	497.4	1.342	53.6	0.96	18.12	9.013
Tuyau 17	85.66	0.108	21	0.54	30	2.570
Tuyau 18	481.2	0.657	34	0.78	22.13	10.649
Tuyau 19	39.86	0.050	21	0.64	74.25	2.960
Tuyau 20	171.8	0.217	21	0.63	27.59	4.740

III.7.4. Etat des nœuds du réseau Tidekanine et Iboudraen

Dans le tableau III.5 ci-dessous, en chaque nœud on cite l'altitude, la pression et la demande de base pour le cas de pointe.

Tableau III.5 : Etat des nœuds du réseau Tidekanine et Iboudraen

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	pression m
Nœud n1	36.57	0.84	92.23	55.66
Nœud n2	41.14	0.39	88.83	47.69
Nœud n3	70.26	0.54	102.79	32.53
Nœud n4	61.73	0.29	95.13	33.4
Nœud n5	57.01	0.31	93.64	36.63
Nœud n6	41.17	0.32	98.71	57.54
Nœud n7	39.49	0.06	98.57	59.08
Nœud n8	44.64	0.42	101.36	56.72
Nœud n9	43.86	0.19	100.63	56.77
Nœud n10	50.72	0.07	100.27	49.55
Nœud n11	44.24	0.07	100.27	56.03
Nœud n12	60.91	0.07	94.78	33.87
Nœud n13	33.7	0.37	85.88	52.18
Nœud n14	31.18	0.11	84.73	53.55
Nœud n15	30.44	0.24	85.17	54.73
Nœud n16	30.13	0.15	82.61	52.48
Nœud n17	32.14	0.15	82.91	50.77
Nœud n18	35.24	0.05	85.79	50.55
Nœud n20	77.66	0.32	104.61	26.95
Nœud n21	28.89	0.49	85.85	56.96
Nœud n23	39.22	0.06	88.66	49.44
Nœud n24	35.77	0.12	87.64	51.87
Nœud n25	51.81	0.11	92.61	40.8
Nœud n26	75.12	0.27	102.02	26.9
Nœud n27	62.77	0.15	99.62	36.85
Nœud n28	72.93	0.03	101.99	29.06
Nœud n19	80.11	1.7	198.73	118.62
Nœud n22	80.11	0.12	105.11	25

III.7.5. Etat des arcs du réseau Tidekanine et Iboudraen

Dans le tableau III.6 ci-après, on trouve le débit, la vitesse, la perte de charge pour le cas de pointe.

Tableau III.6 Etat des arcs du réseau Tidekanine et Iboudraen

ID Arc	Diamètre de la conduite	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit	Pert.Charge Tot
Tuyau 1	34	0.56	0.62	14.73	3.40
Tuyau 2	42.6	1.86	1.31	41.8	7.66
Tuyau 3	42.6	1.5	1.05	28.38	1.48
Tuyau 4	21	0.06	0.71	88.5	5.36
Tuyau 5	27.2	0.34	0.58	17.34	0.74
Tuyau 6	21	0.07	0.95	15.79	1.28
Tuyau 7	21	0.07	0.37	15.67	1.26
Tuyau 8	21	0.07	0.37	15.6	1.25
Tuyau 9	21	0.11	0.33	9.22	1.15
Tuyau 10	21	0.15	0.44	15.27	2.56
Tuyau 11	34	0.54	0.6	13.95	0.71
Tuyau 12	21	0.15	0.42	14.1	2.25
Tuyau 13	21	0.05	0.63	71.66	3.84
Tuyau 14	34	0.49	0.55	11.83	6.37
Tuyau 15	42.6	1.9	1.33	43.42	6.48
Tuyau 16	53.6	2.27	1.01	19.87	2.66
Tuyau 17	79.2	3.02	0.61	5.11	1.42
Tuyau 18	21	0.06	0.74	16.84	1.07
Tuyau 19	21	0.12	0.34	9.43	1.19
Tuyau 20	21	0.11	0.32	8.64	1.04
Tuyau 21	34	1.07	1.18	46.23	7.77
Tuyau 22	27.2	0.45	0.77	28.94	2.59
Tuyau 23	21	0.15	0.43	14.66	2.40
Tuyau 24	21	0.03	0.43	13.34	0.49
Tuyau 25	79.2	5.42	1.1	14.49	1.82
Tuyau 26	110.2	6.2	0.65	3.77	0.50
Tuyau 27	141	8.02	0.51	1.84	1.84
Tuyau 28	102.2	6.32	0.77	93.62	172.93

Pour la réalisation du présent projet, nous avons besoins des conduites de diamètres récapitulés dans les tableaux III.7 et tableau III.8 ci-après :

Tableau III.7 : Différents diamètres obtenus pour Imekhlaf

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Longueur (m)
125	7.4	110.2	797.6
110	6.6	79.2	512.27
75	4.5	63.8	125.4
63	3.8	53.6	497.4
50	3	42.6	491
40	2.4	34	721.6
25	2	21	813.77
Total	–		3959.04

Tableau III.8 : Différents diamètres obtenus pour Tidekanine et Iboudraen

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Longueur (m)
125	7.4	110.2	1980.72
110	6.6	79.2	404
63	3.8	53.6	133.7
50	3	42.6	384.75
40	2.4	34	988.26
32	2	27.2	132.09
25	2	21	1318.46
Total	–		5341.98

III.8. Equipement du réseau de distribution

Parmi les équipements du réseau de distribution on cite :

III.8.1. Ventouses

Elles sont placées aux points élevés du réseau dans le but d'évacuer l'air qui s'y accumule. Les ventouses permettent également de faire pénétrer l'air dans les conduites lorsque un vide se crée. Elles agissent alors comme reniflards et évitent la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement des conduites [3]

III.8.2. Robinets de décharge

Ils sont prévus aux points bas du réseau en vue d'une vidange de la conduite sur l'égout voisin [3]

III.8.3. Bouchent d'incendie

Elles seront installées sur les canalisations maîtresses, capables de fournir un débit minimal de 17 l/s sous une pression de 0,6 bars minimum. Elles seront espacées de 200 à 300 m et réparties suivant l'importance des risques à défendre [3]

III.8.4. Raccordements

- **Tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer
- **Les croix** : Permettre le changement de direction.
- **Les coudes** : Permettre le changement de direction.

III.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution des trois villages déjà cités auparavant dont le réseau est de type ramifié, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds. La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation, on a constaté une forte pression au niveau de quelques nœuds, pour cela on a opté pour les réducteurs de pression qui ont permis la réduction de la pression aux nœuds aval.

Le réseau est dimensionné avec des conduites en **PEHD PN 10** pour des diamètres intérieurs compris entre **21** et **110,2 mm**

Partie 2 :
Assainissement des
eaux usées

Chapitre IV :
Généralités sur les
réseaux
d'assainissement

IV.1. Introduction

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation des eaux pluviales permettant d'empêcher la submersion des zones urbanisées, et d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux des vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

La connaissance des flux d'eaux usées est la garantie d'une bonne conception des réseaux de collecte adaptés au contexte socio-économique, culturel et environnemental de la localité considérée. Cette connaissance assure donc un bon dimensionnement des réseaux, les calculs de résistance du réseau aux apports exceptionnels, la rationalisation des coûts (investissements & exploitation) et la sécurité du personnel d'entretien et des usagers riverains

IV.2. Généralités sur le réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages hydrauliques dont le seul et unique objectif est d'assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales provenant des eaux souterraines ou superficielles.

IV.3.Origines des eaux usées

Les eaux usées proviennent de trois sources principales [7]

- Eaux usées domestiques ;
- Eaux usées industrielles.

IV.3.1. Eaux usées domestiques

Elles comprennent :

- Les eaux ménagères ;
- Les eaux de vannes ;
- Les eaux de lavage.

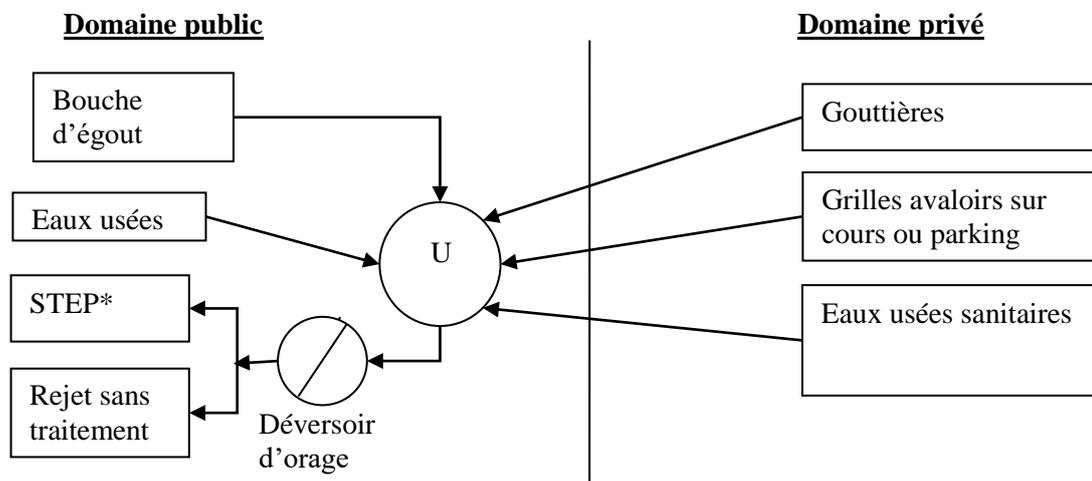
IV.3.2. Eaux usées industrielles

Les eaux industrielles sont celles qui proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Elles peuvent contenir des substances organiques, ou minérales corrosives.

IV.4. Les différents systèmes des réseaux d'assainissement

IV.4.1. Système unitaire

Le système unitaire est l'héritage du tout -à- l'égout né vers 1830 à la suite des épidémies et du mouvement hygiéniste, il permet l'évacuation des eaux usées domestiques et pluviales par un unique réseau avec ou sans stockage préalable. [5]



* STEP : Station d'épuration

Figure IV.1: Schéma de Principe d'un réseau unitaire.

IV.4.2. Système séparatif

Ce système est basé sur le principe de séparation totale des eaux usées des eaux pluviales ; son principe est d'effectuer un réseau pour les eaux usées domestiques d'une part, d'autre part l'évacuation des eaux pluviales est assurée par un autre réseau. [5]

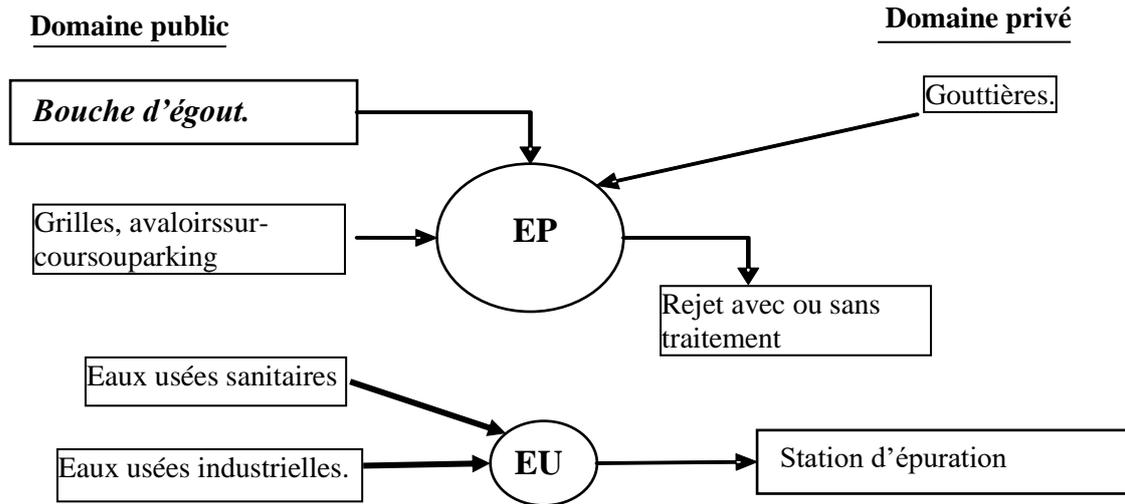


Figure IV.2: Schema de Principe du réseau séparatif.

IV.4.3. Le réseau pseudo séparatif

C'est un réseau similaire au réseau séparatif, la seule différence est que les eaux de toitures sont branchées au réseau d'eaux usées. [5]

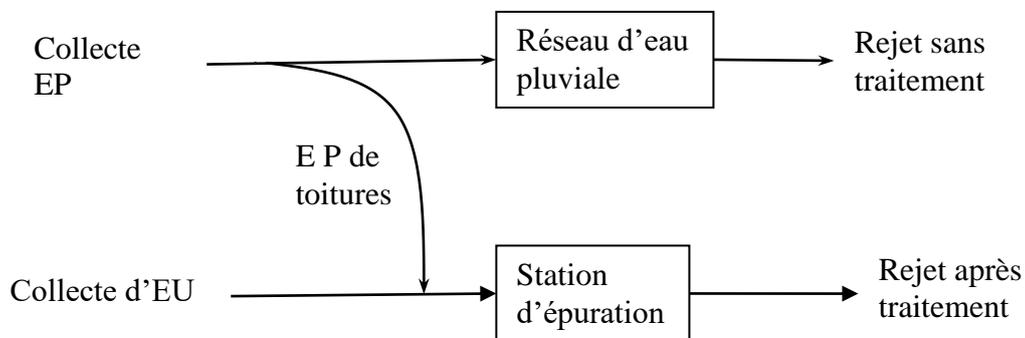


Figure IV.3 : Schéma de principe du réseau pseudo séparatif

IV.5. Topologie des réseaux d'assainissement

Les réseaux d'assainissement sont essentiellement gravitaires. Ils sont fortement tributaires du relief, d'où différents types de tracés à savoir : [8]

IV.5.1. Réseaux à exutoires multiples

Avec des collecteurs de partie section, ce type de tracé est très économique. On peut adopter plusieurs exutoires dans le cas d'un réseau séparatif d'eau pluviale avec des rejets vers un cours d'eau, figure IV-4 et figure IV-5.

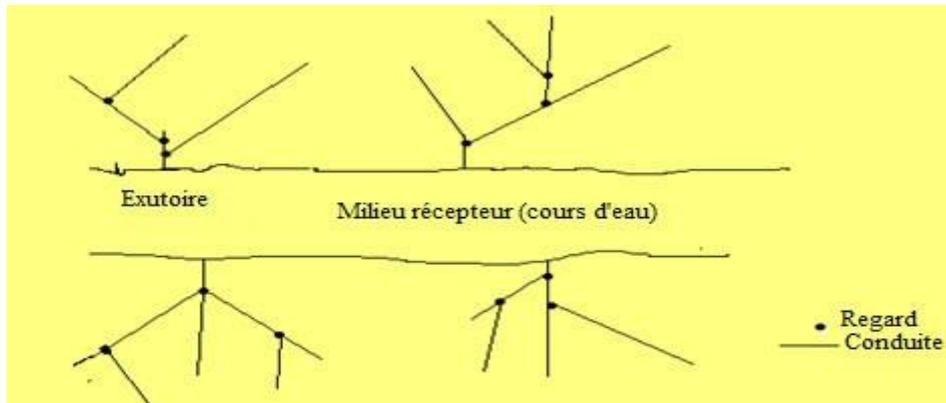


Figure IV.4 : Réseau à collecteurs perpendiculaires

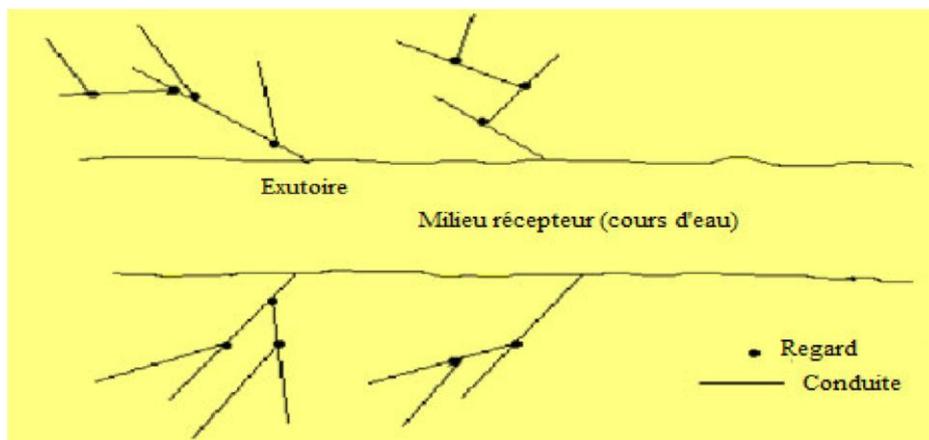


Figure IV.5 : Réseau à collecteurs inclinés

IV.5.2. Réseau à exutoire unique

Ce type de réseau est plus intéressant dans le cas où une épuration est nécessaire figures IV.6 et figures IV.7

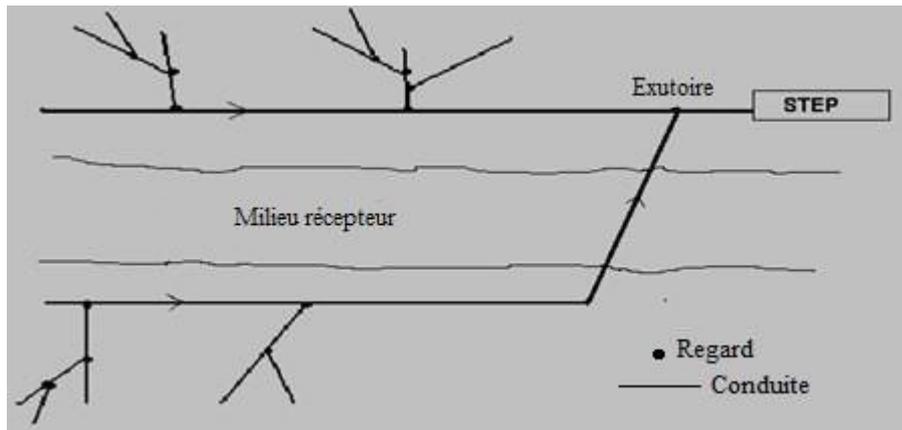


Figure IV.6 : Réseau à collecteurs latéraux

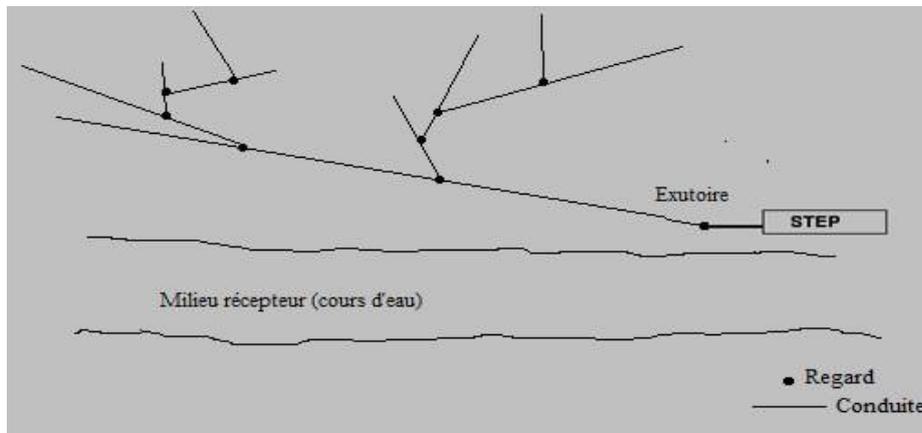


Figure IV.7 : Réseau à collecteurs inclinés avec un seul exutoire

IV.5.3. Cas d'un réseau maillé

Lorsque plusieurs conduites sont branchées à un seul regard, une mise en charge pourra prendre naissance et le regard risque de déborder (généralement dans le cas de son sous dimensionnement), pour cela le maillage s'impose comme solution. Le maillage consiste à relier les conduites entre elles, afin de diminuer la charge dans le regard tout en équilibrant les débits dans les différentes conduites figure IV.8 :

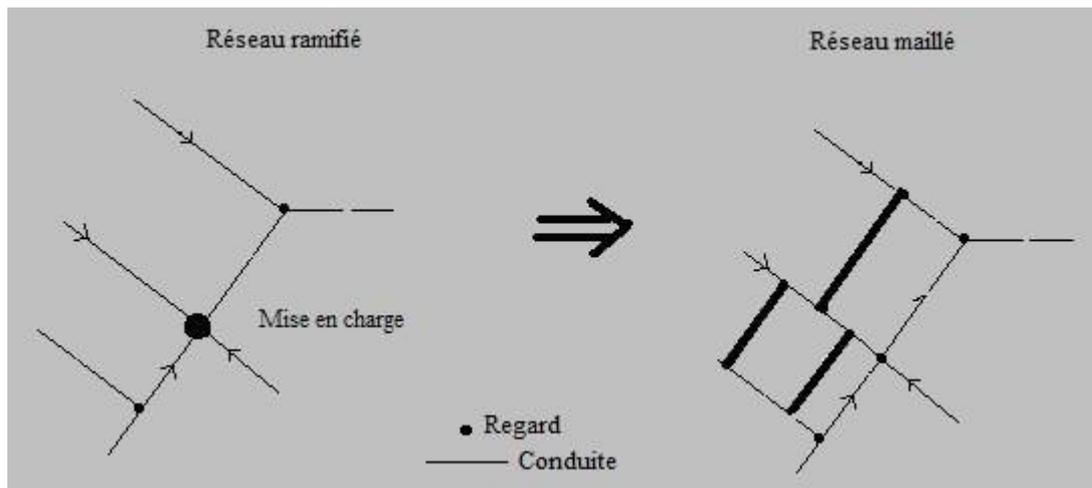


Figure IV.8 : Réseau ramifié et maillé

IV.6. Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement doit être parfaitement étanche, en assurant l'écoulement rapide d'eaux usées ou des eaux pluviales, il doit avoir un degré très élevé de durabilité. Il est constitué de deux (02) types d'ouvrages, à savoir, les ouvrages principaux et les ouvrages annexes. [7]

IV.6.1. Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration, ils sont définis par leurs formes et les matériaux dont ils sont constitués.

IV.6.1.1. Les différentes formes des conduites

Les principales formes des conduites couramment utilisées sont :

a) Les conduites circulaires

Ces canalisations se présentent par tronçons, de diamètre croissant de l'amont vers l'aval ; suivant la grandeur de leurs sections, elles sont classées comme suit :

- Collecteur primaire, pour les grands diamètres supérieurs à 0,80 m ;
- Collecteur secondaire, pour les diamètres moyens compris entre 0,30 et 0,80 ;
- Collecteur tertiaire, pour les diamètres inférieurs à 0,30 m.

Systématiquement, on opte pour cette dernière catégorie quand il s'agit de petites sections ; car les grandes sections donnent une largeur importante de la tranchée, ce qui perturbera la surface, et la vitesse d'écoulement décroît impliquant ainsi des dépôts importants.

b) Les conduites ovoïdes

Elles sont conçues pour remédier aux problèmes de largeur de tranchée et surtout de vitesse d'écoulement minimale. Elles permettent aussi un accès relativement facile au réseau.

c) Les conduites à banquettes

Leur forme est très variable, elles comportent une cunette à « rayon hydraulique » et une ou deux banquettes de part et d'autre pour assurer le passage du personnel et du matériel d'entretien.

IV.6.1.2. Les différents matériaux constitutifs

Il existe plusieurs types de matériaux utilisés pour les conduites d'assainissement, entre autres :

a) La fonte

Ce type de conduites a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée, elle offre une bonne résistance à l'écrasement. Les raffineries du pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

b) Le PVC (PolyVinylChloride)

Le PVC fait partie de la famille de thermoplastique ; c'est une résine synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle. Avec une densité de 1.4, il est particulièrement léger en comparaison avec d'autres matériaux utilisés en canalisation, son avantage réside en sa facilité de pose et de transport, et il offre une bonne résistance à l'agression d'ordre chimique.

c) Le béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2.50 m. Ce type de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

d) Le béton armé

Il est disponible pour les grandes sections. Son étanchéité faible risque de fissuration due à la présence des armatures.

e) Les grés

Les grés servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200 C° à 1300 C°. Le matériau obtenu est très imperméable, il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

f) L'amiante- ciment

Les principaux avantages des conduites en amiante- ciment, sont : légèreté, facilité de manutention et d'installation et grande étanchéité des joints entre les tronçons et les branchements. Ces conduites peuvent aussi bien servir à l'évacuation des eaux usées par gravité, à l'évacuation sous pression (conduite de refoulement de pompe) et à la distribution de l'eau consommation.

IV.6.2. Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordements, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

Ces ouvrages se distinguent par deux types, à savoir : [8]

IV.6.2.1. Ouvrages systématiques

Ils relient les conduites d'assainissement à la surface, ils permettent la collecte des eaux et la visite des réseaux pour l'entretien. Parmi ces ouvrages, on peut citer :

a) Branchements particuliers

Ils permettent de brancher les immeubles au réseau. On utilise souvent un regard de façade et une conduite de branchement.

b) Regards de visite

On les place à chaque changement de direction, de pente ou de section. Ils sont implantés dans l'axe si le réseau est visitable, sinon ils sont placés latéralement. La distance entre deux regards de visite est de 50 à 60 m. Pour l'aération des réseaux, ils sont les plus fréquemment construits.

c) Regards de chute

Dans certains cas où la pente est très importante, les regards de chute sont vivement recommandés afin d'apaiser la vitesse d'écoulement dans les tronçons. Ils permettent également d'accéder à la conduite pour y effectuer des tâches d'entretien, ainsi que la ventilation dans le réseau, au même temps Figure IV-9.

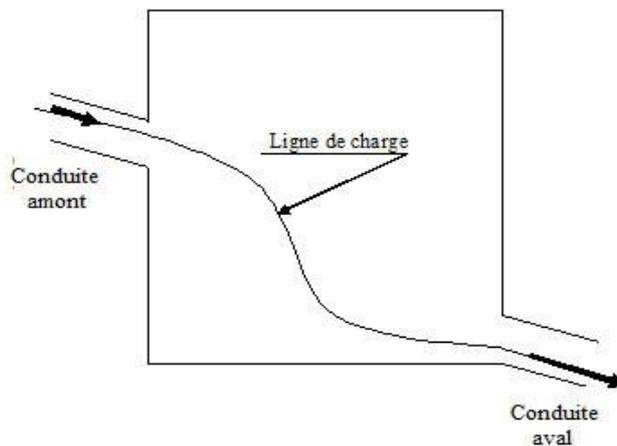


Figure IV.9 : Schéma général d'un regard de chute

IV.6.2.2. Ouvrages particuliers

Ils sont liés aux conditions de fonctionnement du réseau, aux procédés d'entretien et de curage et à la topographie des bassins versants. On peut citer : [8]

a) Les réservoirs de chasse

Ils sont souvent implantés en tête du réseau pour pallier aux insuffisances d'auto curage ils sont généralement utilisés dans le réseau à faible pente.

b) Les déversoirs d'orage

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur les réseaux unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Ils ne doivent donc fonctionner que par temps de pluie.

c) Les siphons

Les passages en siphon sont réalisés le franchissement d'obstacles, tels un cours d'eau ou une voie ferrée.

IV.7. Choix du type de réseau

Généralement aucun système ne l'emporte nettement sur les autres. Le choix d'un système d'assainissement résulte d'une suite de considération. [5]

- **Technique**

Réseau existant, topographie locale, régime de précipitation, nature de terrain (rocheux, argileux, sableux ...), nature du milieu récepteur, durée du temps sec précédent le ruissellement, l'imperméabilisation des sols, préservation des lieux importants contre les inondations (Habitation, usines...).

- **Economique**

Tenant compte des dépenses d'investissement, d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).

- **Exploitation**

Tenant des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse de pente de terrain d'où la solution coûteuse (pompage, réseau non gravitaire).

- **Urbanistique**

Répartition de quartiers résidentiels, commerciaux ou industriels...etc.

- **De proximité**

Par rapport au réseau voisin de leur position en profondeur (conduite d'eau potable, canalisation de gaz, les câbles téléphoniques ou électriques).

- **Hygiénique**

La santé publique et la sensibilité de milieu naturel.

Dans notre étude, le réseau unitaire a été imposé suite à de nombreux critères:

- ✓ Il est constitué d'une seule conduite ce qui implique un coût plus faible ;
- ✓ Problème de mise en œuvre et de branchement simplifié ;

Possibilité de collecter les eaux de « petites pluies » fortement souillées qui représentent un pourcentage élevé.

VI.8. Conclusion

Pour assurer une durée de vie et une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau avec lequel elles sont construites.

**Chapitre V :
conception et
dimensionnement
du réseau
d'assainissement.**

V.1. Introduction

Dans le but de dimensionner les collecteurs du réseau d'assainissement, on doit obligatoirement passer par l'évaluation de la quantité de l'eau rejetée par l'utilisateur. Le dimensionnement du réseau d'eau usée réclame préalablement, la recherche de nombreux renseignements à savoir l'urbanisation prévue.

V.2. Tracé en plan du réseau

Dans cette étape, il y a lieu premièrement de déterminer le tracé du réseau à projeter ainsi que la détermination des points de rejet nécessaires.

V.3. Critère de tracé

Le tracé en plan du réseau doit être effectué en respectant les points suivants : [4]

- Minimiser le linéaire du réseau ;
- Avoir des écoulements gravitaires ;
- Converger les écoulements vers l'exutoire ;
- Assurer tous les branchements particuliers ;
- Itinéraire facilement repérable pour une meilleure exploitation et entretien du réseau.

V.4. Schéma d'ossature de calcul de la zone d'étude

Le schéma d'ossature (voir annexe) est l'ensemble qui englobe les éléments : [4]

- Le sens d'écoulement ;
- Le tracé du réseau avec tous les nœuds.

V.5. Calcul des pentes de profil en long

Le profil en long est une représentation longitudinale le long de l'itinéraire suivi, les altitudes et les distances sont prises graphiquement sur le plan de masse. [7]

Tableau V.1 : Récapitulatif des sous bassins et leurs collecteurs

Les villages	Sous bassin	Collecteurs
Imekhlaif	1	A1,A2,A3,A4,A5,A6,A7,A8,A9,A10,A11,A12, A13,A14,A15,A16,A17,A18,A19,A20,A21,A22,A23,A24
Tidekanine	1	B1, B2, B3, B4, B5, B6, B7
Iboudraen	1	C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10

Les distances et les pentes du collecteur A1 sont représentées dans le tableau V.2 suivant :

Exemple : Tableau V.2 : Mode de calcul des pentes du collecteur A1

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R1	-	-	-	123,22	121,88		121,88	1,34	
R2	R1 R2	50	50	119,65	118,32	121,88	118,32	1,34	0,071
R3	R2 R3	57,71	107,71	115,90	114,56	118,32	114,56	1,34	0,065
R4	R3 R4	50	157,71	117,76	114,31	114,56	114,31	3,45	0,005
R5	R4 R5	50	207,71	117,80	114,06	114,31	114,06	3,74	0,005
R6	R5 R6	50	257,71	116,80	113,81	114,06	113,81	2,99	0,005
R9	R6 R9	53,45	311,18	112,92	109,54	113,81	109,54	3,39	0,042

L'ensemble des résultats de calcul des pentes des collecteurs sont reportés dans l'annexe (2).

V.6. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

V.6.1. Débit moyen futur

Le débit moyen journalier d'eaux usées rejetées peut être calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = [D \times (1-P) \times Nh] / 86400 \quad (V.1)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier d'eaux usées rejetées (l/s).

D : Dotation (l/hab. /j).

P : Les pertes en eau (fuites) (20%).

Nh: Nombre d'habitants.

V.6.2. Débit de pointe

Le débit de pointe du rejet est donné par la relation suivante :

$$Q_p = C_p \times Q_{moy.j} \quad (V.2)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe d'eaux usées rejetées (l/s).

Q_{moy.j} : Débit moyen journalier d'eaux usées rejetées (l/s).

C_p : Coefficient de pointe calculé par la formule ci-après:

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad (V.3)$$

Remarque :

Cette formule est appréciable pour $C_p \leq 4$, et dans le cas où $C_p > 4$ on prend $C_p = 4$.

V.7. Schéma d'ossature de calcul de la zone d'étude

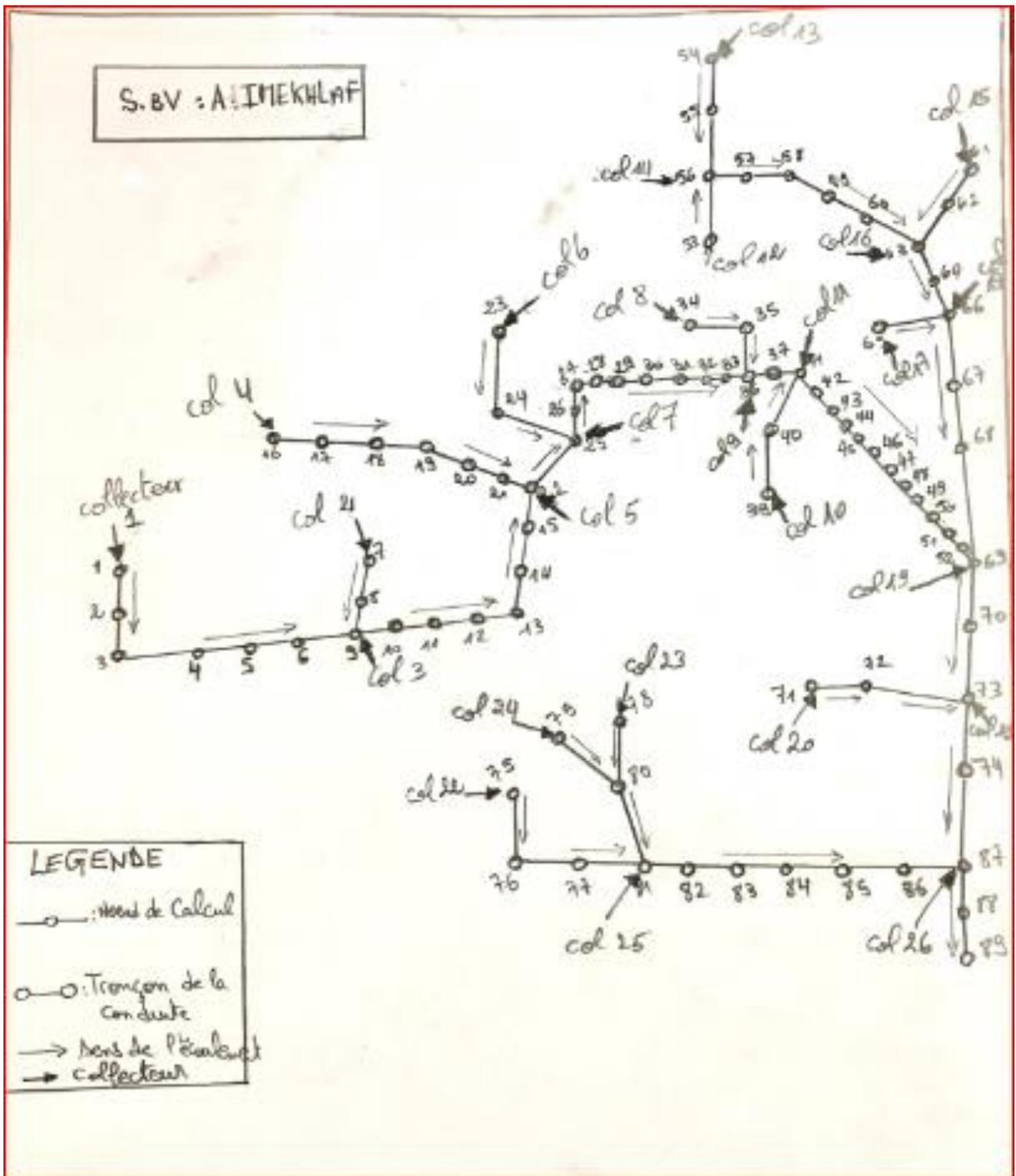


Figure V.1 : Schéma d'ossature de calcul de S.BV 1

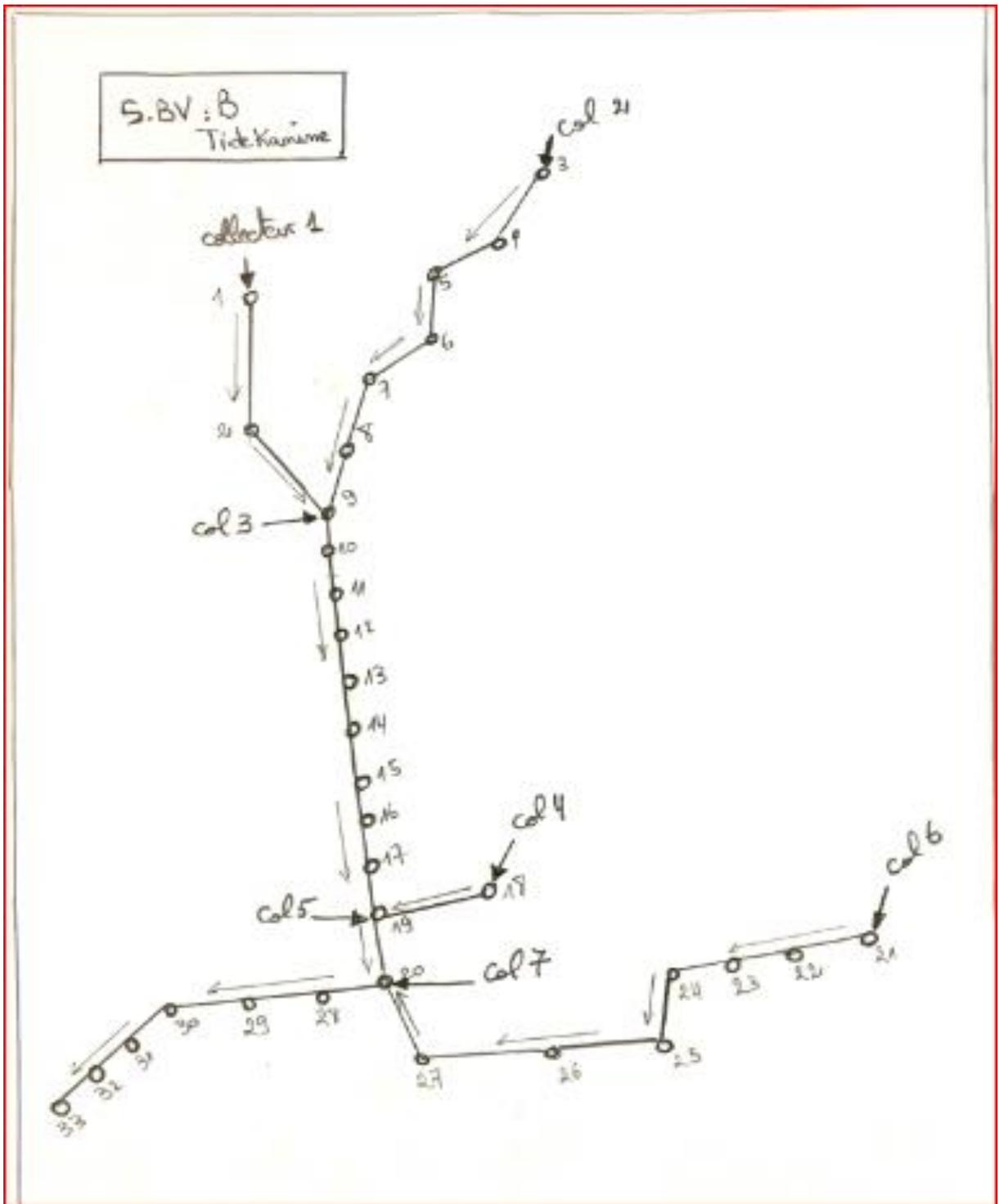


Figure V.2 : Schéma d'ossature de calcul de S.BV 2

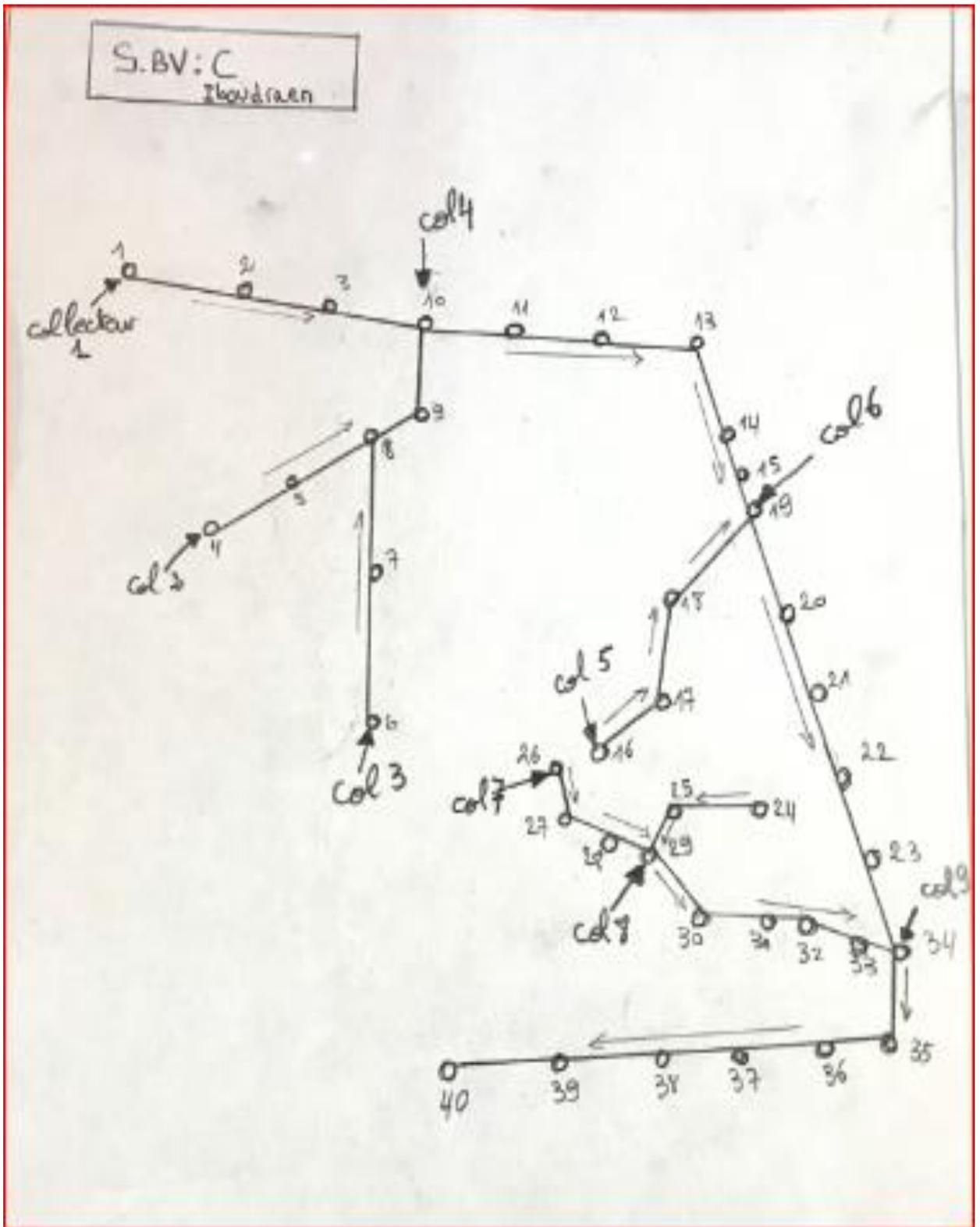


Figure V.3 : Schéma d'ossature de calcul de S.BV 3

V.8. Dimensionnement du réseau

V.8.1. Détermination du débit moyen futur pour chaque sous bassin

Les différents résultats obtenus sont donnés dans le tableau V.3 suivant :

Tableau V.3 : Détermination des débits moyens futurs des sous bassins

Sous bassin	Nombre de logements	Densité Hab-logt	Nombre D'habitants	Dotation (l/hab/j)	Perte (%)	Qmf (l/s)
A	210	7	1472	150	20	2.044
B	106	7	743	150	20	1.033
C	98	7	684	150	20	0.950

V.8.2. Détermination du débit moyen actuelle pour chaque sous bassin

Les différents résultats obtenus sont donnés dans le tableau V.4 suivant :

Tableau V.4 : Détermination des débits moyens actuelle des sous bassins

Sous bassin	Nombre de logements	Densité Hab-logt	Nombre D'habitants	Dotation (l/hab/j)	Perte (%)	Qma (l/s)
A	128	6	766	125	25	0.831
B	65	6	387	125	20	0.448
C	59	6	356	125	20	0.412

V.8.3. Débit de route

Après avoir évalué le débit moyen d'eaux usées, on le répartira proportionnellement au développement du réseau pour chaque secteur, on obtiendra ainsi les valeurs des débits en route sur chaque secteur.

• Pour chaque sous bassin

Le débit unitaire est donné par la formule suivante :

$$Q_u = Q_{moy.j} / \Sigma L \quad (V.4)$$

Avec :

Q_u : Débit unitaire (l/s/ml).

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté par chaque secteur (l/s).

ΣL : Somme des longueurs des tronçons de chaque sous bassin.

• **Pour chaque tronçon**

Le débit de route est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_u \times L \quad (V.5)$$

Avec :

Q_r : Débit de route (l/s).

Q_u : Débit unitaire (l/s/ml).

L : Longueur du tronçon (m).

V.8.4. Débit moyen entrant

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{me.i} = \Sigma Q_{r.i} \quad (V.6)$$

Avec :

$Q_{me.i}$: Débit entrant au tronçon « i » (l/s).

$\Sigma Q_{r.i}$: Somme des débits de route entrant au tronçon « i » (l/s).

V.8.5. Débit moyen sortant

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ms.i} = Q_{me.i} + Q_{r.i} \quad (V.7)$$

Avec :

$Q_{ms.i}$: Débit moyen sortant du tronçon « i » (l/s).

$Q_{me.i}$: Débit moyen entrant au tronçon « i » (l/s).

$Q_{r.i}$: Débit de route du tronçon « i » (l/s).

V.8.6. Débit de pointe entrant

Il s'exprime par la formule suivante :

$$Q_{pe} = C_{pe} \times Q_{me} \quad (V.8)$$

Avec :

Q_{pe} : Débit de pointe entrant (l/s).

Q_{me} : Débit moyen entrant (l/s).

C_{pe} : Coefficient de pointe entrant qui est donné par la formule suivante :

$$C_{pe} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{me}}} \quad (\text{V.9})$$

V.8.7. Débit de pointe sortant

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ps} = C_{ps} \times Q_{ms} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

Q_{ps} : Débit de pointe sortant (l/s).

Q_{ms} : Débit moyen sortant (l/s).

C_{ps} : Coefficient de pointe sortant .

V.8.8. Débit de pointe pour chaque tronçon

La détermination du débit de pointe (Q_{pi}), s'effectue en prenant la moyenne arithmétique du débit entrant (débit amont) et du débit sortant (débit aval).

$$Q_{pi} = (Q_{pei} + Q_{psi}) / 2 \quad (\text{V.11})$$

V.8.9. Détermination des diamètres des conduites

Après avoir tracé les profils en long ont déterminé les pentes de chaque tronçon, on déterminera par suite en exploitant l'abaque de Bazin, les diamètres des différentes conduites .Les différents calculs pour le sous-bassin1 sont récapitulés dans les tableaux V.5ci-après :

Tableau V.5 : Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin A

Tronçons	L (m)	I (m/m)	qu (l/s x10 ⁻⁴)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Qms (l/s)	Cpe	Cps	Qpe (l/s)	QpS (l/s)	Qpf (l/s)	Ø (mm)
R1-R2	50	0.071	5.344	0.027	-	0.027	-	4	-	0.107	0.053	200
R2-R3	58	0.065	5.344	0.031	0.027	0.058	4	4	0.107	0.230	0.169	200
R3-R4	50	0.005	5.344	0.031	0.058	0.088	4	4	0.230	0.354	0.292	200
R4-R5	50	0.005	5.344	0.027	0.088	0.115	4	4	0.354	0.460	0.407	200
R5-R6	50	0.005	5.344	0.027	0.115	0.142	4	4	0.460	0.567	0.514	200
R6-R9	53	0.042	5.344	0.027	0.142	0.169	4	4	0.567	0.674	0.621	200
R7-R8	50	0.005	5.344	0.027	-	0.027	-	4	-	0.107	0.053	200
R8-R9	69	0.005	5.344	0.037	0.027	0.064	4	4	0.107	0.255	0.181	200
R9-R10	50	0.034	5.344	0.027	0.232	0.259	4	4	0.930	1.036	0.983	200
R10-R11	50	0.072	5.344	0.029	0.428	0.456	4	4	1.711	1.825	1.768	200
R11-R12	50	0.085	5.344	0.027	0.456	0.483	4	4	1.825	1.932	1.878	200
R12-R13	50	0.077	5.344	0.037	0.483	0.037	4	4	1.932	0.149	1.040	200
R13-R14	16	0.04	5.344	0.027	0.037	0.064	4	4	0.149	0.255	0.202	200
R14-R15	50	0.005	5.344	0.027	0.064	0.091	4	4	0.255	0.362	0.309	200
R15-R22	43	0.005	5.344	0.027	0.091	0.117	4	4	0.362	0.469	0.416	200
R16-R17	40	0.069	5.344	0.027	-	0.027	-	4	-	0.107	0.053	200
R17-R18	40	0.111	5.344	0.009	0.027	0.035	4	4	0.107	0.141	0.124	200

Tableau V.5 : Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin A (Suite)

Tronçons	L (m)	I (m/m)	qu (l/s x10 ⁻⁴)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Qms (l/s)	Cpe	Cps	Qpe (l/s)	QpS (l/s)	Qpf (l/s)	Ø (mm)
R18-R19	14	0.062	5.344	0.027	0.035	0.062	4	4	0.141	0.248	0.195	200
A19-A20	50	0.079	5.344	0.023	0.062	0.085	4	4	0.248	0.340	0.294	200
R20-R21	50	0.124	5.344	0.021	0.085	0.106	4	4	0.340	0.425	0.382	200
R21-R22	40	0.159	5.344	0.021	0.106	0.128	4	4	0.425	0.511	0.468	200
R22-A25	14	0.005	5.344	0.008	0.245	0.252	4	4	0.980	1.010	0.995	200
R23-R24	53	0.014	5.344	0.027	-	0.027	-	4	-	0.107	0.053	200
R24-R25	22	0.064	5.344	0.027	0.027	0.053	4	4	0.107	0.214	0.160	200
R25-R26	40	0.005	5.344	0.021	0.306	0.327	4	4	1.224	1.309	1.266	200
R26-R27	40	0.066	5.344	0.008	0.327	0.335	4	4	1.309	1.340	1.325	200
R27-R28	50	0.023	5.344	0.028	0.335	0.363	4	4	1.340	1.452	1.396	200
R28-R29	38	0.005	5.344	0.012	0.363	0.375	4	4	1.452	1.498	1.475	200
R29-R30	20	0.005	5.344	0.021	0.375	0.396	4	4	1.498	1.584	1.541	200
R30-R31	50	0.058	5.344	0.021	0.396	0.417	4	4	1.584	1.669	1.627	200
R31-R32	50	0.059	5.344	0.027	0.417	0.444	4	4	1.669	1.776	1.723	200
R32-R33	50	0.068	5.344	0.020	0.444	0.464	4	4	1.776	1.856	1.816	200
R33-R36	60	0.064	5.344	0.011	0.464	0.475	4	4	1.856	1.899	1.878	200
R34-R35	22	0.042	5.344	0.027	-	0.027	-	4	-	0.107	0.053	200
R35-R36	42	0.012	5.344	0.027	0.027	0.053	4	4	0.107	0.214	0.160	200
R36-R37	51	0.063	5.344	0.027	0.528	0.555	4	4	2.113	2.220	2.166	200
R37-R41	52	0.064	5.344	0.032	0.555	0.587	4	4	2.220	2.348	2.284	200
R39-R40	26	0.029	5.344	0.012	-	0.012	-	4	-	0.047	0.024	200
R40-R41	35	0.055	5.344	0.022	0.012	0.034	4	4	0.047	0.137	0.092	200
R41-R42	50	0.053	5.344	0.027	0.621	0.648	4	4	2.484	2.594	2.539	200
R42-R43	36	0.052	5.344	0.028	0.648	0.676	4	4	2.594	2.705	2.650	200
R43-R44	36	0.021	5.344	0.014	0.676	0.690	4	4	2.705	2.761	2.733	200
R44-R45	50	0.051	5.344	0.019	0.690	0.709	4	4	2.761	2.837	2.799	200
R45-R46	50	0.052	5.344	0.027	0.709	0.736	4	4	2.837	2.944	2.890	200
R46-R47	50	0.111	5.344	0.019	0.736	0.755	4	4	2.944	3.020	2.982	200
R47-R48	50	0.07	5.344	0.019	0.755	0.774	4	4	3.020	3.098	3.059	200
R48-R49	50	0.095	5.344	0.027	0.774	0.801	4	4	3.098	3.205	3.152	200
R49-R50	50	0.042	5.344	0.027	0.801	0.828	4	4	3.205	3.312	3.259	200
R50-R51	49	0.025	5.344	0.027	0.828	0.855	4	4	3.312	3.419	3.366	200
R51-R52	41	0.031	5.344	0.027	0.855	0.882	4	4	3.419	3.526	3.473	200
R52-R69	45	0.01	5.344	0.027	0.882	0.908	4	4	3.526	3.633	3.579	200
R53-R56	52	0.005	5.344	0.027	-	0.027	-	4	-	0.107	0.053	200

Tableau V.5 : Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin A (Suite)

Tronçons	L (m)	I (m/m)	qu (l/s x10 ⁻⁴)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Qms (l/s)	Cpe	Cps	Qpe (l/s)	QpS (l/s)	Qpf (l/s)	Ø (mm)
R54-R55	48	0.005	5.344	0.026	-	0.026	-	4	-	0.104	0.052	200
R55-R56	39	0.044	5.344	0.022	0.026	0.048	4	4	0.104	0.193	0.149	200
R56-R57	34	0.044	5.344	0.024	0.075	0.099	4	4	0.300	0.396	0.348	200
R57-R58	48	0.089	5.344	0.028	0.099	0.127	4	4	0.396	0.507	0.452	200
R58-R59	59	0.09	5.344	0.026	0.127	0.153	4	4	0.507	0.610	0.559	200
R59-R60	39	0.116	5.344	0.021	0.153	0.173	4	4	0.610	0.693	0.652	200
R60-R63	40	0.083	5.344	0.018	0.173	0.192	4	4	0.693	0.766	0.730	200
R61-R62	33	0.112	5.344	0.026	-	0.026	-	4	-	0.103	0.052	200
R62-R63	38	0.005	5.344	0.031	0.026	0.057	4	4	0.103	0.229	0.166	200
R63-R64	40	0.012	5.344	0.021	0.249	0.270	4	4	0.995	1.078	1.036	200
R64-R66	31	0.006	5.344	0.021	0.270	0.291	4	4	1.078	1.163	1.121	200
R65-R66	37	0.072	5.344	0.018	-	0.018	-	4	-	0.071	0.035	200
R66-R67	55	0.012	5.344	0.020	0.309	0.329	4	4	1.234	1.315	1.275	200
R67-R68	69	0.033	5.344	0.021	0.329	0.350	4	4	1.315	1.401	1.358	200
R68-R69	68	0.02	5.344	0.016	0.350	0.367	4	4	1.401	1.467	1.434	200
R69-R70	28	0.025	5.344	0.020	1.275	1.295	4	4	4.735	4.787	4.761	200
R70-R73	36	0.025	5.344	0.029	1.295	1.324	4	4	4.787	4.864	4.825	200
R71-R72	40	0.049	5.344	0.037	-	0.037	-	4	-	0.147	0.074	200
R72-R73	46	0.049	5.344	0.036	0.037	0.073	4	4	0.147	0.292	0.219	200
R73-R74	51	0.031	5.344	0.015	1.397	1.412	4	4	5.051	5.089	5.070	200
R74-R87	51	0.031	5.344	0.019	1.412	1.431	4	4	5.089	5.138	5.113	200
R75-R76	40	0.053	5.344	0.021	-	0.021	-	4	-	0.085	0.043	200
R76-R77	63	0.02	5.344	0.025	0.021	0.046	4	4	0.085	0.184	0.135	200
R77-R81	57	0.045	5.344	0.027	0.046	0.073	4	4	0.184	0.293	0.238	200
R78-R80	40	0.036	5.344	0.027	-	0.027	-	4	-	0.109	0.054	200
R79-R80	35	0.05	5.344	0.021	-	0.021	-	4	-	0.085	0.043	200
R80-R81	16	0.064	5.344	0.034	0.049	0.082	4	4	0.194	0.329	0.262	200
R81-R82	50	0.07	5.344	0.030	0.082	0.113	4	4	0.329	0.451	0.390	200
R82-R83	50	0.049	5.344	0.021	0.134	0.155	4	4	0.536	0.621	0.579	200
R83-R84	50	0.072	5.344	0.018	0.155	0.174	4	4	0.621	0.695	0.658	200
R84-R85	50	0.061	5.344	0.008	0.174	0.182	4	4	0.695	0.728	0.712	200
R85-R86	40	0.072	5.344	0.027	0.182	0.209	4	4	0.728	0.835	0.782	200
R86-R87	20	0.054	5.344	0.027	0.209	0.236	4	4	0.835	0.942	0.889	200
R87-R88	40	0.01	5.344	0.027	1.667	1.694	3	3	5.728	5.794	5.761	200
R88-R89	48	0.01	5.344	0.027	1.694	1.720	3	3	5.794	5.859	5.826	200

L'ensemble des résultats du calcul des débits d'eau usée des collecteurs sont reportés dans l'annexe (3).

V.8. Vérification de la capacité d'auto curage

L'écoulement des eaux dans le réseau est un facteur très important à considérer lors de la conception du réseau. Il obéit à un certain nombre de conditions, à savoir :

- **1ère condition**

Une vitesse d'écoulement supérieure ou égale à 0,7 m/s (à la rigueur égale à 0,5 m/s) pour une hauteur de remplissage égale à un demi du diamètre ($\frac{1}{2}\phi$).

$$V \geq 0,7 \text{ m/s pour } H = \frac{1}{2}\phi$$

- **2ème condition**

Pour un réseau d'eaux usées, il faut assurer une vitesse d'écoulement pour empêcher les dépôts, la vitesse minimale à retenir dite d'auto curage doit être supérieure ou égale à 0,3m/s pour une hauteur de remplissage de ($\frac{2}{10}$) du diamètre.

$$V \geq 0,3 \text{ m/s pour } H = \frac{2}{10}\phi$$

- **3ème condition**

Une hauteur de remplissage supérieure au ($\frac{2}{10}$) du diamètre pour un débit correspondant à Q_{min} (Dans notre cas : Q_{min} égal à Q_{ma} corrigé).

$$H = r_H \times \phi \geq \frac{2}{10}\phi \text{ pour } Q = Q_{min} = Q_{ma}$$

$$\text{D'où : } r_H \geq 0,2$$

Soit :

Utilisation de l'abaque de Bazin Annexe

On détermine le débit à pleine section et sa vitesse (Q_{ps} , V_{ps}) à partir du débit de pointe et de la pente du tronçon, et également le diamètre correspondant à l'aide de l'abaque de Bazin (annexe 5).

Utilisation de l'abaque de Manning Annexe

On détermine Q_{ps} pour les pentes supérieures à 10 % à l'aide de la formule ci-après :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \times \emptyset^{8/3} \times \sqrt{I} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

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

\emptyset : Diamètre normalisé (m).

I : Pente du tronçon (%).

On détermine la vitesse à pleine section avec la formule suivante :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \emptyset^2} \quad (\text{V.13})$$

On détermine ensuite le rapport des débits (rQ) à l'aide de la formule suivante :

$$rQ = \frac{Q_{min}}{Q_{ps}} \quad (\text{V.14})$$

A partir de l'abaque de Manning, on détermine le rapport des vitesses (rV).

La vitesse effective (V) sera calculée avec la formule suivante :

$$V = rV \times V_{ps} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

V : Vitesse effective (m /s).

rV : Rapport des vitesses (l/s)

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

Le rapport des hauteurs (rH) pour la troisième condition s'exprime par la formule suivante :

$$rH = 0,49615rQ + 0,07861rQ^2 + 3,65128rQ^3 - 3,16149rQ^4 - 0,0612rQ^5 \quad [5]$$

Exemple de vérification des trois (03) conditions d'auto-curage du sous bassin A

a-Tronçons R1-R2

Les caractéristiques de la conduite R1-R2 sont :

L (R1-R2) =50m

I (R1-R2) =0.071m/m=7.1%

$\emptyset = 200$ mm

On détermine le débit à pleine section et sa vitesse (Q_{ps} , V_{ps}) à partir du débit de pointe et de la pente du tronçon, et également le diamètre correspondant à l'aide de l'abaque de Bazin.

$Q_{ps}=110$ l/s

$$V_{ps} = 3.888 \text{ m/s}$$

- Vérification de la 1ère condition

Pour $r_H = 0,5$ Abaque de Manning $V = 1,02$

$$V = V_{ps} \times r_v = 3.888 \times 1,02$$

D'où :

$$V = 3.966 \text{ m/s} > 0,7 \text{ m/s (Condition vérifiée)}$$

- Vérification de la 2ème condition

Pour $r_H = 0,2$ Abaque de Manning $r_v = 0,6$

$$V = V_{ps} \times r_v = 3.888 \times 0,6$$

D'où :

$$V = 2.333 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s (Condition vérifiée)}$$

- Vérification de la 3ème condition

Calcul de Q_{min} (R1-R2)

$$Q_{min} (R1-R2) = \frac{Q_{maA}}{\Sigma L.SBA} + \frac{L (R1-R2)}{2}$$

$$Q_{min} (R1-R2) = \frac{0.831}{3825} + \frac{50}{2} = 0.0054$$

Calcul de r_q

$$r_q = \frac{0.0054}{110} = 0.00005$$

Calcul de r_H

$$r_H = [0,49615 \times 0.00005] + [0,07861 \times (0.00005)^2] + [3,65128 \times (0.00005)^3] - [3,16149 \times (0.00005)^4] - [0,0612 \times (0.00005)^5]$$

$$r_H = 0,000024 < 0,2 \text{ (Condition non vérifiée)}$$

b- Tronçons R2-R3

Les caractéristiques de la conduite R2-R3 sont :

$$L (R2-R3) = 58 \text{ m}$$

$$I (R2-R3) = 0.065 \text{ m/m} = 6.5\%$$

$$\varnothing = 200 \text{ mm}$$

On a:

$$Q_{ps} = 29 \text{ l/s}$$

$$V_{ps} = 1.032 \text{ m/s}$$

- Vérification de la 1ère condition

Pour $\Gamma_H = 0,5$ Abaque de Manning $rV = 1,02$

$$V = V_{ps} \times rV = 3.62 \times 1,02$$

D'où :

$$V = 3.795 \text{ m/s} > 0,7 \text{ m/s (Condition vérifiée)}$$

- Vérification de la 2ème condition

Pour $\Gamma_H = 0,2$ Abaque de Manning $rV = 0,6$

$$V = V_{ps} \times rV = 3.62 \times 0,6$$

D'où :

$$V = 2.232 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s (Condition vérifiée)}$$

- Vérification de la 3ème condition

Calcul de Q_{min} (R1-R2)

$$Q_{min} (R2-R3) = \frac{Q_{ma}A}{\Sigma L.SBA} + \frac{L (R2-R3)}{2}$$

$$Q_{min} (R2-R3) = \frac{0.831}{3825} + \frac{58}{2} = 0.0063$$

Calcul de r_q

$$r_q = \frac{0.0063}{106} = 0.00006$$

Calcul de Γ_H

$$\Gamma_H = [0,49615 \times 0.00006] + [0,07861 \times (0.00006)^2] + [3,65128 \times (0.00006)^3] - [3,16149 \times (0.00006)^4] - [0,0612 \times (0.00006)^5]$$

$$\Gamma_H = 0,000029 < 0,2 \text{ (Condition non vérifiée)}$$

c- Tronçons R3-R4

Les caractéristiques de la conduite R3-R4 sont :

$$L (R3-R4) = 50 \text{ m}$$

$$I (R3-R4) = 0.005 \text{ m/m} = 0.5\%$$

$$\varnothing = 200 \text{ mm}$$

On détermine le débit à pleine section et sa vitesse (Q_{ps} , V_{ps}) à partir du débit de pointe et de la pente du tronçon, et également le diamètre correspondant à l'aide de l'abaque de Bazin.

$$Q_{ps} = 29 \text{ l/s}$$

$$V_{ps} = 1.032 \text{ m/s}$$

- Vérification de la 1ère condition

Pour $r_H = 0,5$ Abaque de Manning $r_V = 1,02$

$$V = V_{ps} \times r_V = 1.032 \times 1,02$$

D'où :

$$V = 1.052 \text{ m/s} > 0,7 \text{ m/s (Condition vérifiée)}$$

- Vérification de la 2ème condition

Pour $r_H = 0,2$ Abaque de Manning $r_V = 0,6$

$$V = V_{ps} \times r_V = 1.032 \times 0,6$$

D'où :

$$V = 0.619 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s (Condition vérifiée)}$$

- Vérification de la 3ème condition

Calcul de Q_{min} (R3-R4)

$$Q_{min} (R3-R4) = \frac{Q_{ma} A}{\Sigma L.SBA} + \frac{L (R1-R2)}{2}$$

$$Q_{min} (R3-R4) = \frac{0.831}{3825} + \frac{50}{2} = 0.0054$$

Calcul de r_Q

$$r_Q = \frac{0.0054}{110} = 0.00005$$

Calcul de r_H

$$r_H = [0,49615 \times 0.00005] + [0,07861 \times (0.00005)^2] + [3,65128 \times (0.00005)^3] - [3,16149 \times (0.00005)^4] - [0,0612 \times (0.00005)^5]$$

$$r_H = 0,000024 < 0,2 \text{ (Condition non vérifiée).}$$

L'ensemble des résultats du calcul des conditions d'auto curage des collecteurs sont reportés dans l'annexe (4).

Remarque

On remarque que la troisième condition d'auto-curage n'est pas vérifiée pour l'ensemble des conduites, mais on peut considérer que le réseau est auto-curant vu que les deux premières conditions sont vérifiées et que la troisième est très exigeante et ça demande beaucoup de charge et une dotation importante

V.10. Conclusion

Le dimensionnement de ce réseau d'assainissement nous a amenés de faire le choix des conduites qui sont en béton avec un diamètre de 200 mm pour l'ensemble des conduites. Les eaux usées ont été drainées vers deux exutoires distincts composés de bassin de décantation se jetant sur l'Oued à différents endroits de la zone d'étude. Ceci diminuera la concentration de la pollution dans un seul endroit. Leur dimensionnement sera fait dans le chapitre suivant.

Chapitre VI :

Bassin de décantation

VI.1.Introduction

Le bassin de décantation est un ouvrage hydraulique où l'eau repose. De ce fait, les matières solides qu'elle contient en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau, se déposent au fond du bassin et l'eau claire repart par débordement. Il est utilisé pour le traitement des eaux pluviales et des eaux usées. Le passage des eaux usées par un bassin de décantation permet d'éliminer 60 à 90 % des matières en suspension ainsi que 30 à 35 % des matières organiques.

VI.2. Définition de la décantation

Un bassin de décantation est un contenant où une eau chargée en polluants ou en particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau, va se libérer des impuretés en les laissant se déposer au fond du bassin en s'accumulant qui, quant à elles, s'extraient périodiquement pour soit les traitées ou les stockées.[6]

VI.3. Type de matières à décanter

Les matières en suspension présentent dans l'eau sont deux types, à savoir :

- Les particules dites grenues qui sous l'action de la gravité se décantent indépendamment les unes des autres avec une vitesse de chute constante.
- Les particules dont le poids et le volume augmentent au fil du temps, cela est dû au regroupement de ces particules lors de la décantation. [9]

VI.4.Principe de la décantation

Une réduction continue de la vitesse d'écoulement oblige les particules en suspension, floculées à se déposer sous forme de boue. [9]

VI.5.Géométrie de décanteur

Dans un souci de simplicité technique, nous avons choisi un décanteur longitudinal qui demande peu de maintenance et une main d'œuvre peu qualifiée.

La forme rectangulaire correspondant au milieu hydraulique, qui donne un rapport de 1 pour 3 entre la largeur et la longueur de l'ouvrage de décantation. Les décanteurs en général, sont allongés autant que possible dans la limite de 80 m avec une profondeur comprise entre 1,5 et 2 m (exceptionnellement 3 m). [9]

VI.6. Dimensionnement des bassins de décantation

La particule, dans le décanteur, est animée par un mouvement uniforme dont le vecteur a pour composante horizontale (V_H) qui est la vitesse de l'eau dans le bassin, et pour composante verticale (V_C) qui est la vitesse de chute.

Le dimensionnement d'un bassin de décantation repose sur la détermination de sa longueur (L), sa largeur (l) et sa hauteur (H) (Figure (VI.9)), de telle sorte que la condition de la décantation soit vérifiée qui rapporte que le temps de chute soit inférieur au temps de séjour ($T_C < T_{Sej}$). [6]

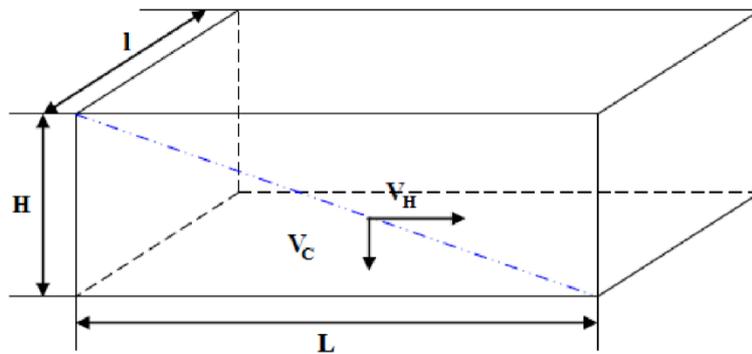


Figure VI.1 : Géométrie d'un bassin de décantation.

D'où, on obtient les relations (VI.1) et (VI.2) suivantes :

$$V_C = H / T_C \Rightarrow T_C = H / V_C \quad \text{(VI.1)}$$

$$V_H = L / T_{Sej} \Rightarrow T_{Sej} = L / V_H \quad \text{(VI.2)}$$

On obtient donc :

$$(H / V_C) < (L / V_H) \quad \text{(VI.3)}$$

Avec :

V_C : Vitesse de chute (m/s)

V_H : Vitesse de déplacement de l'eau dans le bassin (m/s)

T_C : Temps de chute (min)

T_{Sej} : Temps de séjour (min)

L : Longueur du bassin (m)

H : Hauteur du bassin (m)

Le temps de chute (T_C) varie essentiellement de la taille des particules, le tableau (VI.1) ci-après regroupe divers temps de chute par mètre en fonction de la densité et de la taille des particules.

Tableau VI.1 : Temps de chute des particules en fonction du diamètre et de la densité.

Nature de la particule	Diamètre (mm)	Temps de chute		
		Densité=2,65	Densité=2,00	Densité=1,1
Gravier	10	0,013 s	0,02 s	0,20s
Sable grossier	1	1,266 s	2,09 s	20,90 s
Sable fin	0,1	126,66 s	3,48 min	34,83 min
MES (E.U)	0,01	3,52 h	5,80 h	58,00 h
Bactéries	0,001	14,65 j	24,19 j	241,9 j
Colloïdales	0,0001	4,12 a	6,66 a	66,59 a
	0,00001	412,2 a	665,9 a	6659 a
	0,000001	41222,7 a	66590 a	665905 a

A partir du tableau ci-dessus, on peut tirer la vitesse de chute des matières en suspension contenues dans les eaux usées domestiques, où pour des particules ayant un diamètre de 0,01 mm, leur vitesse de chute sera de l'ordre de 0,02 m/h ($T_C= 58h$).

On a :

$$S_t = H * l \quad (VI.4)$$

Le débit est exprimé par :

$$Q = V_H * S_t \quad (VI.5)$$

Donc :

$$V_H = Q / (H * l) \quad (VI.6)$$

Avec :

S_t: Section transversale du bassin de décantation, $S_t = L * l$ (m²)

Q : Débit des eaux usées entrant (m³/s).

On remplace la formule (VI.6) dans (VI.3), on aura :

$$\frac{H}{V_C} < \frac{L * (H * l)}{Q} \quad (VI.7)$$

D'où :

$$\frac{1}{V_C} < \frac{L * l}{Q} \quad (VI.8)$$

On remplace $L * l$ par S_t , on aura :

$$\frac{1}{V_C} < \frac{S_t}{Q} \Rightarrow S_t > Q / V_C \quad (VI.9)$$

La longueur d'un bassin de décantation est généralement comprise entre 1 et 6 fois sa largeur, et sa hauteur est comprise entre 1,5 et 3 mètres, pour notre cas on prendra la moyenne des deux, on aura donc : $L = 3 * l$ et $H = 2m$.

Par la suite, la section longitudinale sera :

$$S_l = 3 * l^2 \tag{VI.10}$$

En remplaçant la formule (VI.10) dans l'équation (VI.9), on obtiendra :

$$l > \sqrt{\frac{Q}{3Vc}} \tag{VI.11}$$

Les résultats du dimensionnement des deux bassins de décantation sont illustrés dans le tableau (VI.2) suivant :

Tableau (VI.2) : Dimensionnement des bassins de décantation

Bassin de décantation	Qp (m³/s)	Vc (m/s)	l(m)	L(m)	H(m)	Volume (m³/s)	Vh(m/s)	Tc(h)	Tsej (h)
BDC N°1	0.112822	0.00000556	82	247	2.000	40 616	0.0006856	100	100.0000
BDC N°2	0.13472	0.00000556	90	270	2.000	48 499	0.0007492	100	100.0000

VI.7.CONCLUSION

Nous avons adapté en fin de ce chapitre deux bassins de décantation rectangulaire à l'exutoire des sous bassins A et B+C.

Comme nous avons déterminé les différents paramètres hydrauliques pour les deux bassins et cela pour assurer la décantation de tout type de particules existantes dans les eaux usées.

**Conclusion
générale.**

Conclusion générale

L'objet de ce travail est de satisfaire les trois villages Imekhlaf, Tidekanine et Iboudraen en matière de l'eau en quantité et en qualité d'une part, d'autre part notre étude assure l'évacuation des eaux usées de la zone étudiée par la conception d'un réseau d'assainissement séparatif de type ramifiée suivant le relief du site.

A propos du projet d'alimentation en eau potable, nous avons projeté deux réservoirs de stockage pour assurer un débit suffisant aux usagers ; ensuite on a réussi à dimensionner un réseau de distribution en PEHD avec des diamètres qui varient entre **21** et **110.2 mm**, après la simulation du logiciel EPANET on a constaté que les valeurs enregistrées respectent les conditions de pression et de vitesse.

Dans la deuxième partie du projet, le choix du réseau d'assainissement a été porté sur un réseau séparatif pour ses critères avantageux et son plan économique et sa rapidité de réalisation avec des conduites en béton pour des diamètres de **200 mm**, ensuite on a entamé la vérification des conditions d'auto-curage, d'où on remarque une non-vérification de la troisième condition, pour cela on considère que le réseau est auto-curant que les deux premières conditions sont vérifiées et que la troisième exige une dotation importante et une grande charge.

Dans un souci de préserver l'environnement et dans l'absence d'une station d'épuration dans la région, nous avons dimensionné deux bassins de décantation qui vont piéger un taux important de masse polluante présentée dans les particules décantées dans les bassins.

A travers cette étude nous espérons que ce modeste travail sera utile pour une nouvelle étude des promotions à venir.

Références Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]APC d'El-Kseur et la Subdivision d'Hydraulique d'El-Kseur« Données du service Eau et Assainissement », 20 Pages, année 2021.
- [2]DUPONT, A. « Hydraulique urbaine ». Tome II, Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [3]FRANCOIS, G. BRIERE. : « Distribution et Collecte des eaux ». Revue et Corrigée. Deuxième Edition, 2006.
- [4]BENAMARA, M et AIT OUMEZIANE, O. «Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement séparatif d'eaux usées du village ELMA commune CHELLATA W. BEJAIA » Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2014.
- [5]BOUKHEZZAR, T et BENHADDAD, D. « Etude et dimensionnement des réseaux de distribution en eau potable et d'assainissement des eaux usées du P.O.S N°1 de la commune de Tamokra ». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2011.
- [6]GRID,S. et GHILAS,K. « Dimensionnement des réseaux de distribution de l'eau potable et d'assainissement des eaux usées séparatif du pos uf04 de tassoust, commune Amir abdelkader, w.jijel ». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2020.
- [7]MEDJANI, F. et OUGOUADFEL, A. «Etude d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'assainissement des eaux usées des villages « rodha,tazribt et ikharbane » de la commune de tazmalt (w) de Bejaia ».Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia,2016.
- [8]ABASSI, F et CHABI, R. : « Etude du réseau d'assainissement d'eaux usées des villages Takitounte, Thimlahine, Sidi Tahar Ouzoumba et CSP Ideraken ». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2008.
- [9]BOUADJEL, I et BOUDJOUJOU, N. « Etude du réseau d'assainissement séparatif d'eau usée de centre de Sahel commune de Sidi Maarouf, wilaya de Jijel ». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2016.

Annexes

Annexe(1) : Tableau du régime de distribution du débit journalier.

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (Kmax.h)											
	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0 - 1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
2 - 3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,85	1,00	1,20
3 - 4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4 - 5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5 - 6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6 - 7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7 - 8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8 - 9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9 - 10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10 - 11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11 - 12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12 - 13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13 - 14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14 - 15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15 - 16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16 - 17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17 - 18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18 - 19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19 - 20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20 - 21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21 - 22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22 - 23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23 - 24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

Annexe (2) : mode du calcul des pentes des différents collecteurs. (Suite)

Mode de calcul des pentes du collecteur A2

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R7				111,47	110,13		110,13	1,34	
R8	R7 R8	50	50	112,88	109,88	110,13	109,88	3	0,005
R9	R8 R9	69,5	119,5	112,92	109,54	109,88	109,54	3,39	0,005

Mode de calcul des pentes du collecteur A3

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R9				112,92	109,54		109,54	3,39	
R10	R9 R10	50	361,18	109,19	107,86	109,54	107,86	1,34	0,034
R11	R10 R11	50	411,18	105,61	104,28	107,86	104,28	1,34	0,072
R12	R11 R12	50	461,18	101,34	100	104,28	100	1,34	0,085
R13	R12 R13	50	511,18	97,49	96,15	100	96,15	1,34	0,077
R14	R13 R14	16,13	527,31	96,84	95,51	96,15	95,51	1,34	0,04
R15	R14 R15	50	577,31	96,89	95,26	95,51	95,26	1,64	0,005
R22	R15 R22	42,81	620,12	97,51	95,04	95,26	95,04	2,47	0,005

Mode de calcul des pentes du collecteur A4

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R16				120,95	119,61		119,61	1,34	
R17	R16 R17	40	40	118,18	116,84	119,61	116,84	1,34	0,069
R18	R17 R18	40	80	113,75	112,81	116,84	112,81	1,34	0,111
R19	R18 R19	14,07	94,07	113,28	111,54	112,81	111,54	1,74	0,062
R20	R19 R20	50	144,07	108,95	107,61	111,54	107,61	1,34	0,079
R21	R20 R21	50	194,07	102,73	101,40	107,61	101,40	1,34	0,124
R22	R21 R22	40	234,07	97,51	95,05	101,40	95,05	2,47	0,159

Mode de calcul des pentes du collecteur A5

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R22			620,12	97,51	95,04		95,04	2,47	
R25	R22 R25	14,33	634,44	98,14	94,77	95,04	94,77	3,17	0,005

Mode de calcul des pentes du collecteur A6

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R23				100,27	98,93		98,93	1,34	
R24	R23 R24	52,54	52,54	99,53	98,19	98,93	98,19	1,34	0,014
R25	R24 R25	21,59	74,14	98,14	96,8	98,19	96,8	1,34	0,064

Mode de calcul des pentes du collecteur A7

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R25				98,14	94,97		94,97	3,17	
R26	R25 R26	40	674,44	96,71	94,77	94,97	94,77	1,93	0,005
R27	R26 R27	40	714,44	93,48	92,14	94,77	92,14	1,34	0,066
R28	R27 R28	50	764,44	92,32	90,98	92,14	90,98	1,34	0,023
R29	R28 R29	37,52	801,96	93,27	90,79	90,98	90,79	2,48	0,005
R30	R29 R30	20	821,96	92,81	90,69	90,79	90,69	2,11	0,005
R31	R30 R31	50	871,96	89,15	87,82	90,69	87,82	1,34	0,058
R32	R31 R32	50	921,96	96,21	84,87	87,82	84,87	1,34	0,059
R33	R32 R33	50	971,96	82,79	81,45	84,87	81,45	1,34	0,068
R36	R33 R36	60	1031,96	78,93	77,59	81,45	77,59	1,34	0,064

Mode de calcul des pentes du collecteur A8

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R34				80,35	79,01		79,01	1,34	
R35	R34 R35	22,05	22,05	79,43	78,09	79,01	78,09	1,34	0,042
R36	R35 R36	41,83	63,88	78,93	77,59	78,09	77,59	1,34	0,012

Mode de calcul des pentes du collecteur A9

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R36				78,93	77,59		77,59	1,34	
R37	R36 R37	51,17	1083,13	75,69	74,35	77,59	74,35	1,34	0,063
R41	R37 R41	52,20	1135,33	72,32	70,99	74,35	70,99	1,34	0,064

Mode de calcul des pentes du collecteur A10

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R39				75,02	73,68		73,68	1,34	
R40	R39 R40	26,03	26,03	74,26	72,92	73,68	72,92	1,34	0,029
R41	R40 R41	35,5	61,52	72,32	70,99	72,92	70,99	1,34	0,055

Mode de calcul des pentes du collecteur A11

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R41				72,32	70,99		70,99	1,34	
R42	R41 R42	50	50	69,68	68,32	70,99	68,32	1,36	0,053
R43	R42 R43	35,58	85,58	68,83	66,47	68,32	66,47	2,36	0,052
R44	R43 R44	36,44	122,02	66,12	64,58	66,47	64,58	1,55	0,021
R45	R44 R45	50,38	172,39	66,79	63,54	64,58	63,54	3,25	0,051
R46	R45 R46	50	222,39	63,06	60,98	63,54	60,98	2,08	0,052
R47	R46 R47	50	272,39	59,79	58,39	60,98	58,39	1,40	0,111
R48	R47 R48	50	322,39	54,25	52,85	58,39	52,85	1,4	0,07
R49	R48 R49	50	372,39	52,13	49,34	52,85	49,34	2,79	0,095
R50	R49 R50	50	422,39	47,23	45,83	49,34	45,83	1,4	0,042
R51	R50 R51	48,89	471,28	43,44	41,19	45,83	41,19	2,25	0,025
R52	R51 R52	41,26	512,54	38,92	37,27	41,19	37,27	1,64	0,031
R69	R52 R69	45,20	557,74	36,96	35,36	37,27	35,36	1,6	0,01

Mode de calcul des pentes du collecteur A12

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R53				60,64	59,31		59,31	1,34	
R56	R53 R56	52,04	52,04	62,15	59,05	59,31	59,05	3,1	0,005

Mode de calcul des pentes du collecteur A13

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R54				61,13	59,80		59,80	1,34	
R55	R54 R55	48,09	48,09	62,39	59,56	59,80	59,56	2,84	0,005
R56	R55 R56	38,82	86,90	62,15	59,36	59,56	59,36	2,79	0,044

Mode de calcul des pentes du collecteur A14

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R56				62,15	59,36		59,36	2,79	
R57	R56 R57	34,17	121,07	59,20	57,86	59,36	57,86	1,34	0,044
R58	R57 R58	48,36	169,43	54,91	53,58	57,86	53,58	1,34	0,089
R59	R58 R59	58,60	228,03	49,67	48,33	53,58	48,33	1,34	0,09
R60	R59 R60	38,90	267,02	45,15	43,82	48,33	43,82	1,34	0,116
R63	R60 R63	39,89	306,91	41,83	40,51	43,82	40,51	1,34	0,083

Mode de calcul des pentes du collecteur A15

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R61				44,42	43,09		43,09	1,34	
R62	R61 R62	33,05	33,05	40,71	39,37	43,09	39,37	1,34	0,112
R63	R62 R63	38,09	71,14	41,84	39,18	39,37	39,18	2,66	0,005

Mode de calcul des pentes du collecteur A16

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R63				41,84	40,51		40,51	1,34	
R64	R63 R64	40	346,91	41,35	40,01	40,51	40,01	1,34	0,012
R66	R64 R66	30,86	377,77	41,17	49,83	40,01	49,83	1,34	0,006

Mode de calcul des pentes du collecteur A17

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R65				43,88	42,55		42,55	1,34	
R66	R65 R66	37,48	37,48	41,17	39,83	42,55	39,83	1,34	0,072

Mode de calcul des pentes du collecteur A18

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R66				41,17	39,83		39,83	1,34	
R67	R66 R67	55	432,77	40,52	39,19	39,83	39,19	1,34	0,012
R68	R67 R68	68,78	501,55	38,28	36,85	39,19	36,85	1,34	0,033
R69	R68 R69	67,71	569,26	36,96	35,62	36,85	35,62	1,34	0,02

Mode de calcul des pentes du collecteur A19

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R69				36,96	35,36		35,36	1,60	
R70	R69 R70	27,57	585,31	36,45	34,67	35,36	34,67	1,78	0,025
R73	R70 R73	35,95	721,27	35,18	33,78	34,67	33,78	1,40	0,025

Mode de calcul des pentes du collecteur A20

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R71				39,42	38,08		38,08	1,34	
R72	R71 R72	39,92	39,92	37,44	36,11	38,08	36,11	1,34	0,049
R73	R72 R73	46,05	86,01	35,18	33,84	36,11	33,84	1,34	0,049

Mode de calcul des pentes du collecteur A21

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R73				35,18	33,78		33,78	1,40	
R74	R73 R74	50,86	672,13	34,51	32,22	33,78	32,22	2,28	0,031
R87	R74 R87	50,08	722,21	32,18	30,69	32,22	30,69	1,49	0,031

Mode de calcul des pentes du collecteur A22

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R75				54,75	53,41		53,41	1,34	
R76	R75 R76	40	40	52,64	51,30	53,41	51,30	1,34	0,053
R77	R76 R77	62,99	102,99	52,86	50,04	51,30	50,04	2,83	0,02
R81	R77 R81	57,02	160	48,80	47,46	50,04	47,46	1,34	0,045

Mode de calcul des pentes du collecteur A23

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R78				51,24	49,90		49,90	1,34	
R80	R78 R80	39,83	39,83	49,80	48,46	49,90	48,46	1,34	0,036
R81	R80 R81	15,50	55,34	48,80	47,46	48,46	47,46	1,34	0,064

Mode de calcul des pentes du collecteur A24

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
R79				51,15	50,17		50,17	1,34	
R80	R79 R80	34,62	34,62	49,80	48,46	50,17	48,46	1,34	0,05

Mode de calcul des pentes du collecteur A25

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m /ml)
R81				48,80	47,46		47,46	1,34	
R82	R81 R82	50	210	45,28	43,94	47,46	43,94	1,34	0,07
R83	R82 R83	50	260	42,83	41,50	43,94	41,50	1,34	0,049
R84	R83 R84	50	310	39,22	37,88	41,50	37,88	1,34	0,072
R85	R84 R85	50	360	35,15	34,82	37,88	34,82	1,34	0,061
R86	R85 R86	40	400	33,27	31,93	34,82	31,93	1,34	0,072
R87	R86 R87	20	420	32,18	30,85	31,93	30,85	1,34	0,054

Mode de calcul des pentes du collecteur A26

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m /ml)
R87				32,18	30,69		30,69	1,49	
R88	R87 R88	40	762,21	31,67	30,30	30,69	30,30	1,37	0,01
R89	R88 R89	47,84	810,05	33,72	29,81	30,30	29,81	3,91	0,01

Mode de calcul des pentes du collecteur B1

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m /ml)
A1				76,68	75,34		75,34	1,34	
A2	A1 A2	59,02	59,02	73,41	72,07	75,34	72,07	1,34	0,055
A9	A2 A9	52,96	111,98	70,59	69,26	72,07	69,26	1,34	0,053

Mode de calcul des pentes du collecteur B2

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
A3				74,91	73,58		73,58	1,34	
A4	A3 A4	20	20	73,69	72,35	73,58	72,35	1,34	0,061
A5	A4 A5	13,27	33,27	73,48	71,84	72,35	71,84	1,64	0,038
A6	A5 A6	16,38	49,65	72,42	71,08	71,84	71,08	1,34	0,047
A7	A6 A7	23,07	72,72	73,01	70,97	71,08	70,97	2,05	0,005
A8	A7 A8	20,41	93,13	72,15	72,81	70,97	72,81	1,34	0,007
A9	A8 A9	38,62	111,98	72,59	69,26	72,81	69,26	1,34	0,04

Mode de calcul des pentes du collecteur B3

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
A9				72,59	66,26		66,26	1,34	
A10	A9 A10	40	171,75	67,6	64,97	66,26	64,97	1,34	0,075
A11	A10 A11	30,76	202,51	66,31	62,89	64,97	62,89	1,34	0,042
A12	A11 A12	50	252,51	64,22	61,81	62,89	61,81	1,34	0,042
A13	A12 A13	32,25	284,76	63,14	60,37	61,81	60,37	1,34	0,034
A14	A13 A14	37,03	321,79	61,7	55,7	60,37	55,7	1,34	0,039
A15	A14 A15	51,74	373,53	57,04	49,79	55,7	49,79	1,34	0,009
A16	A15 A16	49,87	423,41	51,13	40,44	49,79	40,44	1,34	0,119
A17	A16 A17	50,12	473,53	41,78	32,35	40,44	32,35	1,34	0,187
A19	A17 A19	68,13	541,66	33,68	28,81	32,35	28,81	1,34	0,119

Mode de calcul des pentes du collecteur B4

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
A18				35,68	33,83		33,83	1,34	
A19	A18 A19	53,05	53,05	33,68	32,35	33,83	32,35	1,34	0,028

Mode de calcul des pentes du collecteur B5

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
A19				33,68	32,35		32,35	1,34	
A20	A19 A20	48,75	590,42	30,49	28,81	32,35	28,81	1,68	0,072

Mode de calcul des pentes du collecteur B6

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
A21				32,39	31,02		31,02	1,37	
A22	A21 A22	82,51	82,51	32,10	30,41	31,02	30,41	1,69	0,007
A23	A22 A23	78	160,52	32,28	29,83	30,41	29,83	2,45	0,007
A24	A23 A24	14,76	175,27	31,97	29,72	29,83	29,72	2,25	0,007
A25	A24 A25	21,32	196,59	31,44	29,57	29,72	29,57	1,87	0,007
A26	A25 A26	38,24	234,83	31,20	29,28	29,57	29,28	1,92	0,007
A27	A26 A27	50,06	284,89	30,43	28,91	29,28	28,91	1,52	0,007
A20	A27 A20	13,64	298,53	30,49	28,81	28,91	28,81	1,68	0,007

Mode de calcul des pentes du collecteur B7

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
A20				30,49	28,81		28,81	1,68	
A28	A20 A28	48,56	48,56	30,33	28,91	28,81	28,91	1,42	0,002
A29	A28 A29	50,03	98,59	30,24	28,66	28,91	28,66	1,58	0,005
A30	A29 A30	39,77	138,36	30,28	28,46	28,66	28,46	1,81	0,005
A31	A30 A31	40,77	179,13	29,95	28,26	28,46	28,26	1,69	0,005
A32	A31 A32	40,67	219,80	29,28	27,95	28,26	27,95	1,34	0,008
A33	A32 A33	35,15	254,95	28,91	27,66	27,95	27,66	1,25	0,008
A20	A27 A20	13,64	298,53	30,49	28,81	28,91	28,81	1,68	0,007

Mode de calcul des pentes du collecteur C1

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B1				51,09	49,75		49,75	1,34	
B2	B1 B2	50	50	47,55	46,21	49,75	46,21	1,34	0,071
B3	B2 B3	33,98	83,98	45,55	44,21	46,21	44,21	1,34	0,059
B10	B3 B10	27,19	111,17	44,64	42,17	44,21	42,17	2,46	0,075

Mode de calcul des pentes du collecteur C2

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B4				50,65	49,31		49,31	1,34	
B5	B4 B5	40,23	40,23	46,44	45,10	49,31	45,10	1,34	0,105
B8	B5 B8	35,32	75,55	43,96	42,62	45,10	42,62	1,34	0,07
B9	B8 B9	8,58	84,13	43,70	42,36	42,62	42,36	1,34	0,031
B10	B9 B10	37,55	112,67	44,64	42,17	42,36	42,17	2,46	0,005

Mode de calcul des pentes du collecteur C3

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B6				44,49	43,15		43,15	1,34	
B7	B6 B7	45	45	44,41	42,92	43,15	42,92	1,48	0,005
B8	B7 B8	30,76	75,76	43,96	42,62	42,92	42,62	1,34	0,01

Mode de calcul des pentes du collecteur C4

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B10				44,64	42,17		42,17	2,46	
B11	B10 B11	49,87	161,04	43,15	41,31	42,17	41,31	1,84	0,017
B12	B11 B12	50	211,04	41,77	40,44	41,31	40,44	1,34	0,017
B13	B12 B13	54,05	265,09	40,61	39,28	40,44	39,28	1,34	0,021
B14	B13 B14	40,14	305,24	39,43	38,09	39,28	38,09	1,34	0,029
B15	B14 B15	40	345,24	37,88	36,54	38,09	36,54	1,34	0,039
B19	B15 B19	47,84	393,07	36,60	35,26	36,54	35,26	1,34	0,027

Mode de calcul des pentes du collecteur C5

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B16				42,02	40,69		40,69	1,34	
B17	B16 B17	49,84	49,84	39,61	38,27	40,69	38,27	1,34	0,049
B18	B17 B18	33,12	82,95	38,15	36,82	38,27	36,82	1,34	0,044
B19	B18 B19	45,16	128,11	36,60	35,26	36,82	35,26	1,34	0,034

Mode de calcul des pentes du collecteur C6

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B19				36,60	35,26		35,26	1,34	
B20	B19 B20	59,57	452,65	34,83	33,49	35,26	33,49	1,34	0,03
B21	B20 B21	52,74	505,39	34,21	32,87	33,49	32,87	1,34	0,012
B22	B21 B22	49,71	555,10	35,60	32,62	32,87	32,62	2,98	0,005
B23	B22 B23	49,93	605,03	35,59	32,37	32,62	32,37	3,22	0,005
B34	B23 B34	52,44	657,47	34,20	32,11	32,37	32,11	2,09	0,005

Mode de calcul des pentes du collecteur C7

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B26				41,65	40,32		40,32	1,34	
B27	B26 B27	13,90	13,90	41,38	40,04	40,32	40,04	1,34	0,02
B28	B27 B28	42,88	56,78	41,26	39,92	40,04	39,92	1,34	0,003
B29	B28 B29	16,89	73,25	41,18	37,61	39,92	37,61	3,58	0,14

Mode de calcul des pentes du collecteur C8

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B24				39.25	37.91		37.91		
B25	B24 B25	46.8	46.8	40.99	37.68	37.91	37.68	1.34	0.005
B29	B25 B29	14.3	61.09	41.18	37.61	37.68	37.61	3.32	0.005

Mode de calcul des pentes du collecteur C9

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B29				41.18	37.61		37.61	3.58	
B30	B29 B30	29.23	90.32	40.4	37..46	37.61	37..46	2.94	0.005
B31	B30 B31	50	140.32	39.13	37.21	37..46	37.21	1.92	0.005
B32	B31 B32	50	190.32	35.63	34.29	37.21	34.29	1.34	0.058
B33	B32 B33	23.12	213.44	34.82	33.48	34.29	33.48	1.34	0.035
B34	B33 B34	40.96	254.4	34.2	32.11	33.48	32.11	2.09	0.034

Mode de calcul des pentes du collecteur C10

N° Regard	N° Tronçon	Distance partielle(m)	Distance cumulée (m)	Cote terrain naturel (m)	Cote radier du regard (m)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Profondeur (m)	Pente (m/ml)
B34				34,21	32,11		32,11	2,09	
B35	B34 B35	24,29	681,76	34,41	31,99	32,11	31,99	2,42	0,005
B36	B35 B36	47,46	729,22	35,54	31,75	31,99	31,75	3,79	0,005
B37	B36 B37	51,57	780,79	38,12	31,49	31,75	31,49	6,62	0,005
B38	B37 B38	49,03	829,81	35,35	31,25	31,49	31,25	4,10	0,005
B39	B38 B39	50,82	880,64	33,56	30,99	31,25	30,99	2,57	0,005
B40	B39 B40	50	930,64	32,60	30,74	30,99	30,74	1,86	0,005
A21	B40 A21	30,52	961,15	32,39	30,59	30,74	30,59	1,80	0,005

Annexe (3) : Estimation des débits d'eaux usées pour les différents sous bassins.

Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin B

Tronçons	L (m)	I(m/m)	qu (l/s x10 ⁻⁴)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Qms (l/s)	Cpe	Cps	Qpe (l/s)	QpS (l/s)	Qpf (l/s)	Ø(mm)
A1 A2	59	0.055	7.892	0.047	-	0.047	-	4	-	0.186	0.093	200
A2 A9	53	0.053	7.892	0.042	0.047	0.088	4	4	0.186	0.354	0.270	200
A3 A4	20	0.061	7.892	0.016	-	0.016	-	4	-	0.063	0.032	200
A4 A5	13	0.038	7.892	0.010	0.016	0.026	4	4	0.063	0.105	0.084	200
A5 A6	16	0.047	7.892	0.013	0.026	0.039	4	4	0.105	0.157	0.131	200
A6 A7	23	0.005	7.892	0.018	0.039	0.057	4	4	0.157	0.230	0.193	200
A7 A8	20	0.007	7.892	0.016	0.057	0.073	4	4	0.230	0.294	0.262	200
A8 A9	39	0.04	7.892	0.030	0.073	0.104	4	4	0.294	0.416	0.355	200
A9 A10	40	0.075	7.892	0.032	0.192	0.224	4	4	0.769	0.896	0.833	200
A10 A11	31	0.042	7.892	0.024	0.224	0.248	4	4	0.896	0.993	0.944	200
A11 A12	50	0.042	7.892	0.039	0.248	0.288	4	4	0.993	1.151	1.072	200
A12 A13	32	0.034	7.892	0.025	0.288	0.313	4	4	1.151	1.252	1.202	200
A13 A14	37	0.039	7.892	0.029	0.313	0.342	4	4	1.252	1.369	1.311	200
A14 A15	52	0.009	7.892	0.041	0.342	0.383	4	4	1.369	1.533	1.451	200
A15 A16	50	0.119	7.892	0.039	0.383	0.423	4	4	1.533	1.690	1.611	200
A16 A17	50	0.187	7.892	0.040	0.423	0.462	4	4	1.690	1.848	1.769	250
A17 A19	68	0.119	7.892	0.054	0.462	0.516	4	4	1.848	2.063	1.956	250
A18 A19	53	0.028	7.892	0.042	-	0.042	-	4	-	0.167	0.084	200
A19 A20	49	0.072	7.892	0.038	0.558	0.596	4	4	2.231	2.385	2.308	200
A20 A28	49	0.002	7.892	0.038	1.937	1.975	3	3	6.385	6.476	6.431	200
A21 A22	83	0.007	7.892	0.065	1.105	1.170	4	4	4.286	4.460	4.373	200
A22 A23	78	0.007	7.892	0.062	1.170	1.232	4	4	4.460	4.622	4.541	200
A23 A24	15	0.007	7.892	0.012	1.232	1.243	4	4	4.622	4.653	4.638	200
A24 A25	21	0.007	7.892	0.017	1.243	1.260	4	4	4.653	4.697	4.675	200
A25 A26	38	0.007	7.892	0.030	1.260	1.290	4	4	4.697	4.776	4.736	200
A26 A27	50	0.007	7.892	0.040	1.290	1.330	4	4	4.776	4.878	4.827	200
A27 A20	14	0.007	7.892	0.011	1.330	1.341	4	4	4.878	4.906	4.892	200
A28 A29	50	0.005	7.892	0.039	1.975	2.015	3	3	6.476	6.571	6.524	200
A29 A30	40	0.005	7.892	0.031	2.015	2.046	3	3	6.571	6.645	6.608	200
A30 A31	41	0.005	7.892	0.032	2.046	2.078	3	3	6.645	6.721	6.683	200
A31 A32	41	0.008	7.892	0.032	2.078	2.110	3	3	6.721	6.797	6.759	200
A32 A33	35	0.008	7.892	0.028	2.110	2.138	3	3	6.797	6.863	6.830	250

Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin C

Tronçons	L (m)	I(m/m)	qu (l/s x10 ⁻⁴)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Qms (l/s)	Cpe	Cps	Qpe (l/s)	QpS (l/s)	Qpf (l/s)	Ø(mm)
B1 B2	50	0.071	5.885	0.029	0.000	0.0294	-	4	-	0.118	0.059	250
B2 B3	34	0.059	5.885	0.020	0.029	0.0494	4	4	0.118	0.198	0.158	250
B3 B10	27	0.075	5.885	0.016	0.049	0.0654	4	4	0.198	0.262	0.230	250
B4 B5	40	0.105	5.885	0.024	0.000	0.0237	-	4	-	0.095	0.047	200
B5 B8	35	0.07	5.885	0.021	0.024	0.0445	4	4	0.095	0.178	0.136	200
B6 B7	45	0.005	5.885	0.026	0.000	0.0265	-	4	-	0.106	0.053	200
B7 B8	31	0.01	5.885	0.018	0.026	0.0446	4	4	0.106	0.178	0.142	200
B8 B9	9	0.031	5.885	0.005	0.089	0.0941	4	4	0.356	0.376	0.366	200
B9 B10	38	0.005	5.885	0.022	0.094	0.1162	4	4	0.376	0.465	0.421	200
B10 B11	50	0.017	5.885	0.029	0.182	0.2109	4	4	0.726	0.844	0.785	200
B11 B12	50	0.017	5.885	0.029	0.211	0.2404	4	4	0.844	0.961	0.903	200
B12 B13	54	0.021	5.885	0.032	0.240	0.2722	4	4	0.961	1.089	1.025	200
B13 B14	40	0.029	5.885	0.024	0.272	0.2958	4	4	1.089	1.183	1.136	200
B14 B15	40	0.039	5.885	0.024	0.296	0.3193	4	4	1.183	1.277	1.230	200
B15 B19	48	0.027	5.885	0.028	0.319	0.3475	4	4	1.277	1.390	1.334	200
B16 B17	50	0.049	5.885	0.029	0.000	0.0293	-	4	-	0.117	0.059	200
B17 B18	33	0.044	5.885	0.019	0.029	0.0488	4	4	0.117	0.195	0.156	315
B18 B19	45	0.034	5.885	0.027	0.049	0.0754	4	4	0.195	0.302	0.248	315
B19 B20	60	0.03	5.885	0.035	0.423	0.4579	4	4	1.692	1.832	1.762	315
B20 B21	53	0.012	5.885	0.031	0.458	0.4890	4	4	1.832	1.956	1.894	200
B21 B22	50	0.005	5.885	0.029	0.489	0.5182	4	4	1.956	2.073	2.014	200
B22 B23	50	0.005	5.885	0.029	0.518	0.5476	4	4	2.073	2.190	2.132	200
B23 B34	52	0.005	5.885	0.031	0.548	0.5785	4	4	2.190	2.314	2.252	200
B24 B25	47	0.005	5.885	0.028	0.000	0.0275	-	4	-	0.110	0.055	200
B25 B29	14	0.005	5.885	0.008	0.028	0.0360	4	4	0.110	0.144	0.127	200
B26 B27	14	0.02	5.885	0.008	0.000	0.0082	-	4	-	0.033	0.016	200
B27 B28	43	0.003	5.885	0.025	0.008	0.0334	4	4	0.033	0.134	0.083	200
B28 B29	16	0.14	5.885	0.010	0.033	0.0431	4	4	0.134	0.172	0.153	200
B29 B30	29	0.005	5.885	0.017	0.079	0.0963	4	4	0.316	0.385	0.351	315
B30 B31	50	0.005	5.885	0.029	0.096	0.1257	4	4	0.385	0.503	0.444	315
B31 B32	50	0.058	5.885	0.029	0.126	0.1551	4	4	0.503	0.620	0.562	315

Estimation des débits d'eaux usées pour le sous bassin C (Suite)

Tronçons	L (m)	I(m/m)	qu (l/s x10⁻⁴)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Qms (l/s)	Cpe	Cps	Qpe (l/s)	QpS (l/s)	Qpf (l/s)	Ø(mm)
B32 B33	23	0.035	5.885	0.014	0.155	0.1687	4	4	0.620	0.675	0.648	200
B33 B34	41	0.034	5.885	0.024	0.169	0.1928	4	4	0.675	0.771	0.723	200
B34 B35	24	0.005	5.885	0.014	0.771	0.7856	4	4	3.085	3.142	3.114	200
B35 B36	47	0.005	5.885	0.028	0.786	0.8135	4	4	3.142	3.254	3.198	200
B36 B37	52	0.005	5.885	0.030	0.814	0.8439	4	4	3.254	3.375	3.315	200
B37 B38	49	0.005	5.885	0.029	0.844	0.8727	4	4	3.375	3.491	3.433	200
B38 B39	51	0.005	5.885	0.030	0.873	0.9026	4	4	3.491	3.610	3.551	200
B39 B40	50	0.005	5.885	0.029	0.903	0.9320	4	4	3.610	3.728	3.669	200
B40 A21	31	0.005	5.885	0.018	1.087	1.1051	4	4	4.237	4.286	4.262	315

Annexe (4) : vérification des trois conditions d'auto-curage pour les différents sous bassins.

Vérification des trois conditions d'auto-curage pour le sous bassin A

Tronçons	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	vps (m/s)	Qmin (l/s)	Condition d'auto curage				
						1ère condition	2ème condition	3ème condition		
						V (rh=0,5) (m/s)	V (rh=0,2) (m/s)	Rq	Rh	H (mm)
R1-R2	7.1	200	0.110	3.888	0.005	3.966	2.333	4.919E-05	2.4406E-05	0.0049
R2-R3	6.5	200	0.106	3.720	0.006	3.795	2.232	5.9341E-05	2.9442E-05	0.0059
R3-R4	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.052	0.619	0.00018536	9.1969E-05	0.0184
R4-R5	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.052	0.619	0.00018536	9.1969E-05	0.0184
R5-R6	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.052	0.619	0.00018536	9.1969E-05	0.0184
R6-R9	4.2	200	0.085	2.990	0.006	3.050	1.794	6.8387E-05	3.393E-05	0.0068
R7-R8	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.052	0.619	0.00018536	9.1969E-05	0.0184
R8-R9	0.5	200	0.029	1.032	0.008	1.052	0.619	0.00025764	0.00012784	0.0256
R9-R10	3.4	200	0.076	2.691	0.005	2.744	1.614	7.1083E-05	3.5268E-05	0.0071
R10-R11	7.2	200	0.111	3.915	0.005	3.994	2.349	4.8847E-05	2.4236E-05	0.0048
R11-R12	8.5	200	0.121	4.254	0.005	4.339	2.552	4.4957E-05	2.2305E-05	0.0045
R12-R13	7.7	200	0.115	4.049	0.005	4.130	2.429	4.7234E-05	2.3435E-05	0.0047
R13-R14	4	200	0.083	2.918	0.002	2.977	1.751	2.1139E-05	1.0488E-05	0.0021
R14-R15	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.052	0.619	0.00018536	9.1969E-05	0.0184
R15-R22	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.052	0.619	0.00015872	7.8751E-05	0.0158
R16-R17	6.9	200	0.109	3.833	0.004	3.910	2.300	3.9918E-05	1.9805E-05	0.0040
R17-R18	11.1	200	0.138	4.861	0.004	4.959	2.917	3.1472E-05	1.5615E-05	0.0031
R18-R19	6.2	200	0.103	3.633	0.002	3.706	2.180	1.481E-05	7.349E-06	0.0015
A19-A20	7.9	200	0.116	4.101	0.005	4.183	2.461	4.663E-05	2.314E-05	0.0046
R20-R21	12.4	200	0.146	5.138	0.005	5.241	3.083	3.722E-05	1.847E-05	0.0037
R21-R22	15.9	200	0.165	5.818	0.004	5.935	3.491	2.63E-05	1.305E-05	0.0026
R22-A25	0.5	200	0.029	1.032	0.149	1.052	0.619	0.0050788	0.0025224	0.5045
R23-R24	1.4	200	0.049	1.726	0.006	1.761	1.036	0.0001164	5.775E-05	0.0116
R24-R25	6.4	200	0.105	3.691	0.002	3.765	2.215	2.237E-05	1.11E-05	0.0022
R25-R26	0.5	200	0.029	1.032	0.004	1.052	0.619	0.0001483	7.358E-05	0.0147
R26-R27	6.6	200	0.106	3.749	0.004	3.824	2.249	4.082E-05	4.893E-06	0.0010
R27-R28	2.3	200	0.063	2.213	0.005	2.257	1.328	8.642E-05	4.846E-06	0.0010
R28-R29	0.5	200	0.029	1.032	0.004	1.052	0.619	0.0001391	6.945E-06	0.0014
R29-R30	0.5	200	0.029	1.032	0.002	1.052	0.619	7.414E-05	2.464E-05	0.0049
R30-R31	5.8	200	0.100	3.514	0.005	3.584	2.108	5.442E-05	1.316E-05	0.0026
R31-R32	5.9	200	0.101	3.544	0.005	3.615	2.127	5.396E-05	1.331E-05	0.0027
R32-R33	6.8	200	0.108	3.805	0.005	3.881	2.283	5.026E-05	9.863E-06	0.0020
R33-R36	6.4	200	0.105	3.691	0.007	3.765	2.215	6.217E-05	9.767E-06	0.0020
R34-R35	4.2	200	0.085	2.990	0.002	3.050	1.794	2.821E-05	1.4E-05	0.0028
R35-R36	1.2	200	0.045	1.598	0.005	1.630	0.959	0.0001001	4.966E-05	0.0099

Vérification des trois conditions d'auto-curage pour le sous bassin A (Suite)

Tronçons	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	vps (m/s)	Qmin (l/s)	Condition d'auto curage				
						1ère condition	2ème condition	3ème condition		
						V (rh=0,5) (m/s)	V (rh=0,2) (m/s)	Rq	Rh	H (mm)
R36-R37	6.3	200	0.104	3.662	0.006	3.736	2.197	5.344E-05	2.652E-05	0.0053
R37-R41	6.4	200	0.105	3.691	0.006	3.765	2.215	5.409E-05	2.683E-05	0.0054
R40-R41	5.5	200	0.097	3.422	0.004	3.490	2.053	3.9675E-05	1.9685E-05	0.0039
R41-R42	5.3	200	0.095	3.359	0.005	3.426	2.016	5.6933E-05	2.8248E-05	0.0056
R42-R43	5.2	200	0.094	3.327	0.004	3.394	1.996	4.0898E-05	2.0292E-05	0.0041
R43-R44	2.1	200	0.060	2.115	0.004	2.157	1.269	6.5915E-05	3.2704E-05	0.0065
R44-R45	5.1	200	0.094	3.295	0.005	3.361	1.977	5.8478E-05	2.9014E-05	0.0058
R45-R46	5.2	200	0.094	3.327	0.005	3.394	1.996	5.7478E-05	2.8518E-05	0.0057
R46-R47	11.1	200	0.138	4.861	0.005	4.959	2.917	3.9341E-05	1.9519E-05	0.0039
R47-R48	7	200	0.110	3.861	0.005	3.938	2.316	4.954E-05	2.4579E-05	0.0049
R48-R49	9.5	200	0.128	4.497	0.005	4.587	2.698	4.2525E-05	2.1099E-05	0.0042
R49-R50	4.2	200	0.085	2.990	0.005	3.050	1.794	6.3956E-05	3.1732E-05	0.0063
R50-R51	2.5	200	0.066	2.307	0.005	2.353	1.384	8.1051E-05	4.0214E-05	0.0080
R51-R52	3.1	200	0.073	2.569	0.004	2.620	1.541	6.1424E-05	3.0476E-05	0.0061
R52-R69	1	200	0.041	1.459	0.005	1.488	0.875	0.0001185	5.8795E-05	0.0118
R53-R56	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.052	0.619	0.00019292	9.5721E-05	0.0191
R54-R55	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.052	0.619	0.00017827	8.8449E-05	0.0177
R55-R56	4.4	200	0.087	3.061	0.004	3.122	1.836	4.8507E-05	2.4067E-05	0.0048
R56-R57	4.4	200	0.087	3.061	0.004	3.122	1.836	4.2699E-05	2.1185E-05	0.0042
R57-R58	8.9	200	0.124	4.353	0.005	4.440	2.612	4.2495E-05	2.1084E-05	0.0042
R58-R59	9	200	0.124	4.377	0.006	4.465	2.626	5.1203E-05	2.5404E-05	0.0051
R59-R60	11.6	200	0.141	4.970	0.004	5.069	2.982	3.0008E-05	1.4889E-05	0.0030
R60-R63	8.3	200	0.119	4.204	0.004	4.288	2.522	3.6297E-05	1.8009E-05	0.0036
R61-R62	11.2	200	0.139	4.883	0.004	4.981	2.930	2.5891E-05	1.2846E-05	0.0026
R62-R63	0.5	200	0.029	1.032	0.004	1.052	0.619	0.00014119	7.0054E-05	0.0140
R63-R64	1.2	200	0.045	1.598	0.004	1.630	0.959	9.572E-05	4.7492E-05	0.0095
R64-R66	0.6	200	0.032	1.130	0.003	1.153	0.678	0.00010444	5.182E-05	0.0104
R65-R66	7.2	200	0.111	3.915	0.004	3.994	2.349	3.6619E-05	1.8168E-05	0.0036
R66-R67	1.2	200	0.045	1.598	0.006	1.630	0.959	0.00013161	6.5302E-05	0.0131
R67-R68	3.3	200	0.075	2.651	0.007	2.704	1.590	9.9258E-05	4.9248E-05	0.0098
R68-R69	2	200	0.059	2.064	0.007	2.105	1.238	0.0001255	6.227E-05	0.0125
R69-R70	2.5	200	0.066	2.307	0.003	2.353	1.384	4.571E-05	2.2679E-05	0.0045
R70-R73	2.5	200	0.066	2.307	0.004	2.353	1.384	5.9609E-05	2.9575E-05	0.0059
R71-R72	4.9	200	0.092	3.230	0.004	3.295	1.938	4.7321E-05	2.3479E-05	0.0047
R72-R73	4.9	200	0.092	3.230	0.005	3.295	1.938	5.4533E-05	2.7057E-05	0.0054
R73-R74	3.1	200	0.073	2.569	0.006	2.620	1.541	7.5728E-05	3.7573E-05	0.0075
R74-R87	3.1	200	0.073	2.569	0.006	2.620	1.541	7.5728E-05	3.7573E-05	0.0075
R75-R76	5.3	200	0.095	3.359	0.004	3.426	2.016	4.5546E-05	2.2598E-05	0.0045
R76-R77	2	200	0.059	2.064	0.007	2.105	1.238	0.00011675	5.7928E-05	0.0116
R77-R81	4.5	200	0.088	3.095	0.006	3.157	1.857	7.0458E-05	3.4958E-05	0.0070

Vérification des trois conditions d'auto-curage pour le sous bassin A (Suite)

Tronçons	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	vps (m/s)	Qmin (l/s)	Condition d'auto curage				
						1ère condition	2ème condition	3ème condition		
						V (rh=0,5) (m/s)	V (rh=0,2) (m/s)	Rq	Rh	H (mm)
R78-R80	3.6	200	0.079	2.769	0.004	2.824	1.661	5.5033E-05	2.7305E-05	0.0055
R79-R80	5	200	0.093	3.263	0.004	3.328	1.958	4.0583E-05	2.0135E-05	0.0040
R80-R81	6.4	200	0.105	3.691	0.002	3.765	2.215	1.6061E-05	7.9687E-06	0.0016
R81-R82	7	200	0.110	3.861	0.005	3.938	2.316	4.954E-05	2.4579E-05	0.0049
R82-R83	4.9	200	0.092	3.230	0.005	3.295	1.938	5.9211E-05	2.9378E-05	0.0059
R83-R84	7.2	200	0.111	3.915	0.005	3.994	2.349	4.8847E-05	2.4236E-05	0.0048
R84-R85	6.1	200	0.102	3.604	0.005	3.676	2.162	5.3069E-05	2.633E-05	0.0053
R85-R86	7.2	200	0.111	3.915	0.004	3.994	2.349	3.9077E-05	1.9388E-05	0.0039
R86-R87	5.4	200	0.096	3.391	0.002	3.459	2.034	2.2561E-05	1.1194E-05	0.0022
R87-R88	1	200	0.041	1.459	0.004	1.488	0.875	0.00010486	5.2025E-05	0.0104
R88-R89	1	200	0.041	1.459	0.005	1.488	0.875	0.00012541	6.2222E-05	0.0124

Vérification des trois conditions d'auto-curage pour le sous bassin B

Tronçons	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	vps (m/s)	Qmin (l/s)	Condition d'auto curage				
						1ère condition	2ème condition	3ème condition		
						V (rh=0,5) (m/s)	V (rh=0,2) (m/s)	Rq	Rh	H (mm)
A1 A2	5.5	200	0.097	3.422	0.010	3.456	2.053	0.0009586	0.00047568	0.0951
A2 A9	5.3	200	0.095	3.359	0.009	3.393	2.016	0.00282936	0.0014045	0.2809
A3 A4	6.1	200	0.102	3.604	0.003	3.640	2.162	0.00030845	0.00015305	0.0306
A4 A5	3.8	200	0.081	2.844	0.002	2.873	1.707	0.00104097	0.00051657	0.1033
A5 A6	4.7	200	0.090	3.163	0.003	3.195	1.898	0.00145699	0.00072306	0.1446
A6 A7	0.5	200	0.029	1.032	0.004	1.042	0.619	0.00659213	0.00327514	0.6550
A7 A8	0.7	200	0.035	1.221	0.003	1.233	0.732	0.00755091	0.00375243	0.7505
A8 A9	4	200	0.083	2.918	0.007	2.947	1.751	0.00428307	0.00212677	0.4254
A9 A10	7.5	200	0.113	3.996	0.007	4.036	2.398	0.0073366	0.00364572	0.7291
A10 A11	4.2	200	0.085	2.990	0.005	3.020	1.794	0.01111905	0.0055314	1.1063
A11 A12	4.2	200	0.085	2.990	0.009	3.020	1.794	0.01262002	0.0062812	1.2562
A12 A13	3.4	200	0.076	2.691	0.006	2.717	1.614	0.01572549	0.00783565	1.5671
A13 A14	3.9	200	0.082	2.882	0.006	2.910	1.729	0.01601925	0.00798292	1.5966
A14 A15	0.9	200	0.039	1.384	0.009	1.398	0.831	0.03691121	0.01859834	3.7197
A15 A16	11.9	200	0.143	5.034	0.009	5.084	3.020	0.01127299	0.00560826	1.1217
A16 A17	18.7	250	0.324	7.319	0.009	7.392	4.391	0.0054548	0.00270933	0.6773
A17 A19	11.9	250	0.259	5.838	0.012	5.897	3.503	0.00755935	0.00375663	0.9392
A18 A19	2.8	200	0.069	2.442	0.009	2.466	1.465	0.00120769	0.00059932	0.1199
A19 A20	7.2	200	0.111	3.915	0.008	3.954	2.349	0.02075639	0.01036421	2.0728
A20 A28	0.2	200	0.019	0.653	0.008	0.659	0.392	0.34701226	0.28805908	57.6118
A21 A22	0.7	200	0.035	1.221	0.014	1.233	0.732	0.1261304	0.07035473	14.0709
A22 A23	0.7	200	0.035	1.221	0.013	1.233	0.732	0.13098434	0.07360908	14.7218
A23 A24	0.7	200	0.035	1.221	0.003	1.233	0.732	0.13376948	0.07550155	15.1003

Vérification des trois conditions d'auto-curage pour le sous bassin B(Suite)

Tronçons	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	vps (m/s)	Qmin (l/s)	Condition d'auto curage				
						1ère condition	2ème condition	3ème condition		
						V (rh=0,5) (m/s)	V (rh=0,2) (m/s)	Rq	Rh	H (mm)
A24 A25	0.7	200	0.035	1.221	0.004	1.233	0.732	0.13484532	0.07623755	15.2475
A25 A26	0.7	200	0.035	1.221	0.007	1.233	0.732	0.136615	0.07745432	15.4909
A26 A27	0.7	200	0.035	1.221	0.009	1.233	0.732	0.13922641	0.0792638	15.8528
A27 A20	0.7	200	0.035	1.221	0.002	1.233	0.732	0.14110408	0.08057526	16.1151
A28 A29	0.5	200	0.029	1.032	0.009	1.042	0.619	0.22264216	0.14685537	29.3711
A29 A30	0.5	200	0.029	1.032	0.007	1.042	0.619	0.22552245	0.14955807	29.9116
A30 A31	0.5	200	0.029	1.032	0.007	1.042	0.619	0.22809743	0.15199644	30.3993
A31 A32	0.8	200	0.037	1.305	0.007	1.318	0.783	0.18237928	0.11174197	22.3484
A32 A33	0.8	250	0.067	1.514	0.006	1.529	0.908	0.10181083	0.05484117	13.7103

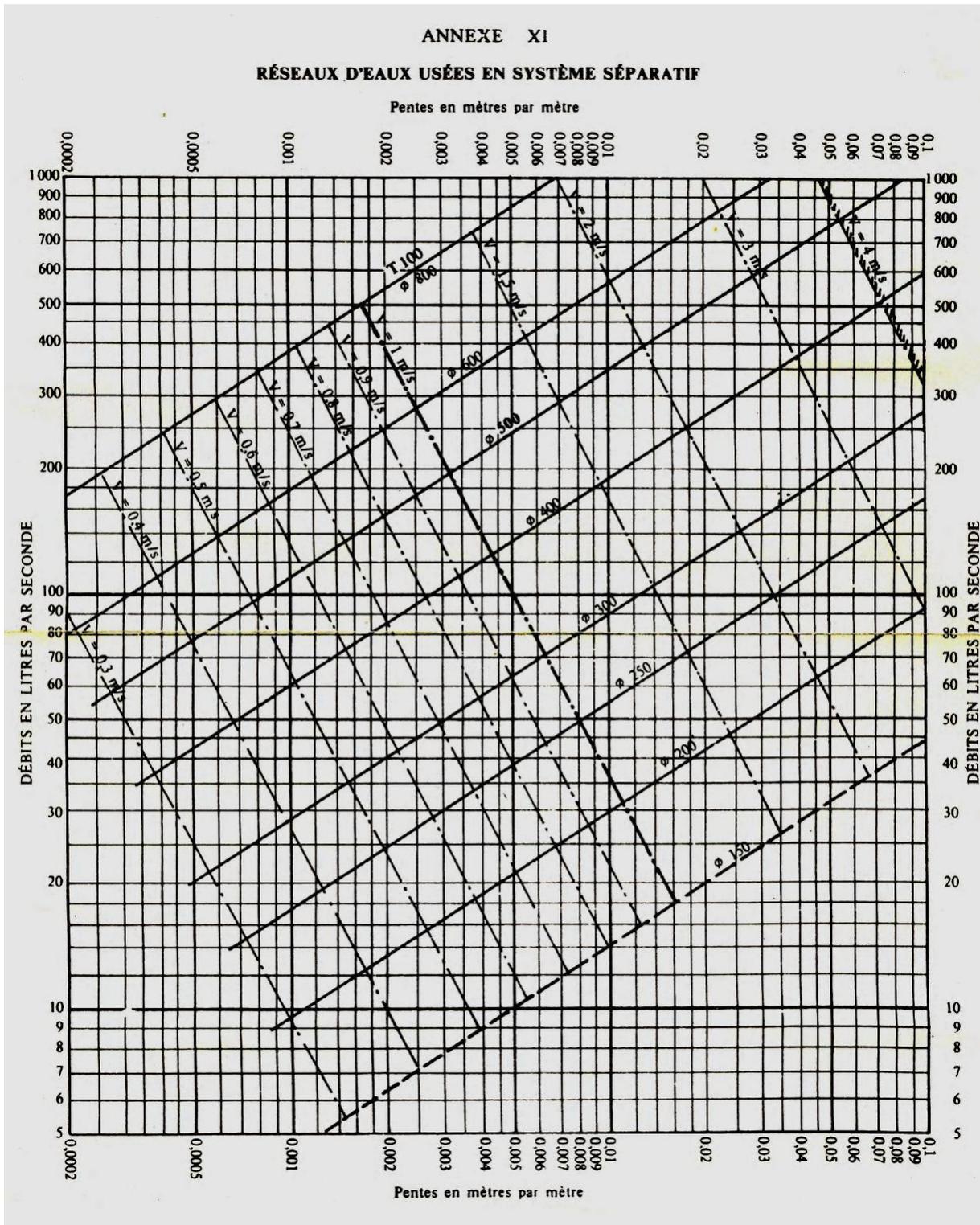
Vérification des trois conditions d'auto-curage pour le sous bassin C

Tronçons	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	vps (m/s)	Qmin (l/s)	Condition d'auto curage				
						1ère condition	2ème condition	3ème condition		
						V (rh=0,5) (m/s)	V (rh=0,2) (m/s)	Rq	Rh	H (mm)
B3 B10	7.5	250	0.205	4.635	0.003	4.681	2.781	0.0011181	0.0005549	0.1387
B4 B5	10.5	200	0.134	4.728	0.005	4.775	2.837	0.0003526	0.000175	0.0350
B5 B8	7	200	0.110	3.861	0.005	3.899	2.316	0.0012429	0.0006168	0.1234
B6 B7	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.0018075	0.0008971	0.1794
B7 B8	1	200	0.041	1.459	0.004	1.474	0.875	0.0034298	0.0017028	0.3406
B8 B9	3.1	200	0.073	2.569	0.001	2.595	1.541	0.0050199	0.0024931	0.4986
B9 B10	0.5	200	0.029	1.032	0.005	1.042	0.619	0.0143524	0.0071478	1.4296
B10 B11	1.7	200	0.054	1.902	0.006	1.922	1.141	0.0145314	0.0072374	1.4475
B11 B12	1.7	200	0.054	1.902	0.006	1.922	1.141	0.0167069	0.0083279	1.6656
B12 B13	2.1	200	0.060	2.115	0.007	2.136	1.269	0.0170712	0.0085107	1.7021
B13 B14	2.9	200	0.071	2.485	0.005	2.510	1.491	0.0160981	0.0080225	1.6045
B14 B15	3.9	200	0.082	2.882	0.005	2.910	1.729	0.0150343	0.0074893	1.4979
B15 B19	2.7	200	0.068	2.398	0.006	2.422	1.439	0.0195873	0.0097754	1.9551
B16 B17	4.9	200	0.092	3.230	0.006	3.262	1.938	0.0006395	0.0003173	0.0635
B17 B18	4.4	315	0.292	4.144	0.004	4.185	2.486	0.0005353	0.0002656	0.0837
B18 B19	3.4	315	0.257	3.642	0.006	3.679	2.185	0.0009679	0.0004803	0.1513
B19 B20	3	315	0.241	3.421	0.008	3.456	2.053	0.0073072	0.0036311	1.1438
B20 B21	1.2	200	0.045	1.598	0.007	1.614	0.959	0.0417214	0.0210925	4.2185
B21 B22	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.0687499	0.0355976	7.1195
B22 B23	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.0727522	0.0378294	7.5659
B23 B34	0.5	200	0.029	1.032	0.007	1.042	0.619	0.076864	0.0401481	8.0296
B24 B25	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.0018796	0.0009329	0.1866
B25 B29	0.5	200	0.029	1.032	0.002	1.042	0.619	0.0043336	0.0021519	0.4304
B26 B27	2	200	0.059	2.064	0.002	2.084	1.238	0.0002792	0.0001385	0.0277
B27 B28	0.3	200	0.023	0.799	0.005	0.807	0.480	0.0036654	0.0018198	0.3640
B28 B29	14	200	0.155	5.460	0.002	5.514	3.276	0.0009872	0.0004899	0.0980

Vérification des trois conditions d'auto-curage pour le sous bassin C(Suite)

Tronçons	I(%)	Ø (mm)	QpS (m3/s)	vpS (m/s)	Qmin (l/s)	Condition d'auto curage				
						1ère condition	2ème condition	3ème condition		
						V (rh=0,5) (m/s)	V (rh=0,2) (m/s)	Rq	Rh	H (mm)
B29 B30	0.5	315	0.098	1.397	0.004	1.411	0.838	0.0035629	0.0017689	0.5572
B30 B31	0.5	315	0.098	1.397	0.006	1.411	0.838	0.0045104	0.0022397	0.7055
B31 B32	5.8	315	0.335	4.757	0.006	4.805	2.854	0.0016754	0.0008315	0.2619
B32 B33	3.5	200	0.078	2.730	0.003	2.757	1.638	0.0083546	0.0041528	0.8306
B33 B34	3.4	200	0.076	2.691	0.005	2.717	1.614	0.0094637	0.0047055	0.9411
B34 B35	0.5	200	0.029	1.032	0.003	1.042	0.619	0.1062697	0.0575915	11.5183
B35 B36	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.1091517	0.0593908	11.8782
B36 B37	0.5	200	0.029	1.032	0.007	1.042	0.619	0.1131295	0.0619029	12.3806
B37 B38	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.1171703	0.0644896	12.8979
B38 B39	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.1211811	0.0670925	13.4185
B39 B40	0.5	200	0.029	1.032	0.006	1.042	0.619	0.1252308	0.0697576	13.9515
B40 A21	0.5	315	0.098	1.397	0.004	1.411	0.838	0.0432993	0.0219156	6.9034

Annexe(5) : Abaque de Bazin.



Résumé

Nous avons présenté notre mémoire sous forme de deux parties , la première fait l'étude du dimensionnement du réseau de distribution pour desservir les villages d'**Imekhlaf**, **Tidekanine** et **Iboudraen** de la commune d'**El-Kseur** wilaya de **Bejaia** en matière de l'eau et satisfaire leur besoins en qualité et quantité suffisante , tandis que la deuxième partie est consacrée à la conception et le dimensionnement du réseau séparatif d'assainissement pour assurer l'évacuation des eaux usées de la zone d'étude tout en respectant l'environnement et la santé publique.

ملخص

قدمنا ذاكرتنا على شكل جزئين ، الأول دراسة أبعاد شبكة التوزيع لخدمة قرى **ايمخلاف** و **تيدكانين** و **ايبودراين** التابعة لبلدية **القصر** ولاية **بجاية** من حيث المياه وتلبية احتياجاتهم بشكل كاف. الجودة والكمية، بينما خصص الجزء الثاني لتصميم وحجم شبكة الصرف الصحي المنفصلة لضمان تفريغ المياه العادمة من منطقة الدراسة مع احترام البيئة والصحة العامة.

Abstract

We presented our brief in the form of two parts, the first studying the dimensioning of the distribution network to serve the villages of **Imekhlaf**, **Tidekanine** and **Iboudraen** of the municipality of **El-Kseur** wilaya of **Bejaia** in terms of water and meet their needs in sufficient quality and quantity, while the second part is devoted to the design and sizing of the separate sewerage network to ensure the evacuation of wastewater from the study area while respecting the environment and public health.