

UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur



Présenté par RAKOTOMAMONJY Ida Tsirivana
Date de soutenance : 21 Décembre 2015

Promotion 2010

UNIVERSITE D'ANTANANARIVO

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur

ETUDE DE L'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE D'IMERINTSIATOSIKA

Présenté par RAKOTOMAMONJY Ida Tsirivana

Devant les membres de jury :

Président du jury : M. RANDRIANARIVONY Charles Honoré, Enseignant chercheur à l'ESPA

Examineurs : M RAFALIMANANA Mampitony, Enseignant chercheur à l'ESPA

M. RANDRIANASOLO David, Enseignant chercheur à l'ESPA

M. RANJATOSON Claude, Enseignant chercheur à l'ESPA

Encadreur : M. RAMANARIVO Solofomampionona, Enseignant chercheur à l'ESPA

Rapporteur : Dr ANDRIANISA Harinaivo Anderson, Enseignant à l'université ZIE Burkina Faso

Promotion 2010

Déclaration sur l'honneur

Je soussigné, RAKOTOMAMONJY Ida Tsirivana, auteur de ce mémoire intitulé : « ***Etude de l'assainissement de la ville d'Imerintsiatosika*** » déclare sur l'honneur que :

- ✦ Ce document est le résultat de mes travaux de recherche personnelle, travaux qui n'ont pas été publiés ;

- ✦ Dans cet écrit, je n'ai pas copié, ni reproduit des œuvres d'autrui ;

- ✦ Conformément à l'usage en matière de travaux destinés au public, j'ai précisé à partir de la bibliographie les sources exactes des extraits et documents exploités.

Fait à Antananarivo, le

RAKOTOMAMONJY Ida Tsirivana

REMERCIEMENT

L'élaboration de ce présent ouvrage n'aurait pas lieu sans la bonté du Seigneur qui nous a accordé sa béatitude et son amour sans oublier l'accomplissement et le dévouement de nombreuses personnes dont je dédie mes sincères remerciements. Sur ceux, j'attribue mes vives gratitude à :

- Monsieur ANDRIANARY Philippe, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo.
- Monsieur RANDRIANARIVONY Charles Honoré, Enseignant chercheur à l'ESPA, qui a fait l'honneur de présider ce présent mémoire.
- Aux membres des jurys :
 - o Monsieur RAFALIMANANA Mampitony, Enseignant chercheur à l'ESPA.
 - o Monsieur RANDRIANASOLO David, Enseignant chercheur à l'ESPA.
 - o Monsieur RANJATOSON Claude, Enseignant chercheur à l'ESPA.

Qui a bien voulu accepter de juger mon travail, malgré ses lourdes responsabilités.

- Je suis particulièrement reconnaissant à :
 - o Monsieur RAMANARIVO Solofomampionona, Chef du Département Hydraulique à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo et encadreur de ce mémoire.
 - o Dr ANDRIANISA Harinaivo Anderson, Enseignant à l'Université 2IE Burkina Faso, rapporteur de ce travail.

Qui m'a toujours guidé et encadré tout au long de ce travail et qui m'a fait bénéficier de ses expériences et de ses aides.

Sans oublier ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette mémoire, merci à vous tous.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: <i>La classe d'âge de la population de la ville</i>	6
Tableau 2: <i>La production agricole communal (2008)</i>	7
Tableau 3: <i>Le nombre d'élevages pratiqué</i>	8
Tableau 4 : <i>Les activités ménagères</i>	9
Tableau 5: <i>Le nombre de population des Fokontany cerné au projet</i>	18
Tableau 6: <i>Le nombre de population des Fokontany concernés au début du projet (année 2012)</i> . 18	
Tableau 7: <i>Estimation des Nombres de population des Fokontany concernés dans 15 ans à venir</i>	19
Tableau 8 : <i>Estimation des nombres des animaux de la commune d'Imerintsiatosika après 15 ans</i>	19
Tableau 9 : <i>Valeur de paramètre d'ajustement</i>	21
Tableau 10 : <i>Analyse fréquentielle de 10 ans</i>	22
Tableau 11 : <i>La pluviométrie maximale 24h de la zone d'étude</i>	23
Tableau 12 : <i>Répartition d'enquête</i>	24
Tableau 13 : <i>La production des ordures ménagères de la ville dans 15 ans avenir</i>	25
Tableau 14 : <i>Quantité totale d'eau utilisée pour 404 personnes</i>	26
Tableau 15 : <i>Les quantités des eaux et des déchets à évacuer</i>	26
Tableau 16 : <i>Estimation des quantités des effluents a collecté journalier à la population enquêté</i> 29	
Tableau 17 : <i>Estimation quantitatif par habitant des effluents</i>	30
Tableau 18 : <i>Comparaison des données sur la production fumier</i>	33
Tableau 19 : <i>Planning d'affectation et de programmation des véhicules de collecte</i>	37
Tableau 20 : <i>Extrait des dimensionnements des réseaux d'eaux pluviales</i>	46
Tableau 21 : <i>Comparaison des coefficients K de rugosité d'après Gauckler, Manning et Strickler</i>	52
Tableau 22 : <i>Répartition des surfaces tributaires selon fokontany</i>	56
Tableau 23 : <i>Dimensionnement des conduites d'évacuation des effluents (ménagères et fermiers)</i>	62
Tableau 24 : <i>Estimation du coût de réalisation du projet</i>	72
Tableau 25 : <i>Les différentes activités durant l'exécution du projet</i>	75
Tableau 26 : <i>Résultat de confrontation face à l'exécution du projet</i>	77
Tableau 27 : <i>Caractéristique des évaluations des impacts</i>	78
Tableau 28 : <i>Evaluation globale des impacts</i>	79
Tableau 29 : <i>Synthèse des mesures d'atténuation</i>	80

LISTE DES FIGURES

Figure 1: <i>L'histogramme d'Age de la population de ville</i>	7
Figure 2: <i>La Répartition des cultures pratiquées</i>	8
Figure 3 : <i>Les répartitions des activités des populations</i>	10
Figure 4 : <i>Courbe d'évaluation de quantité d'eau usée domestique pour les populations enquêtées</i> <i>$Qté=f(h)$</i>	27
Figure 5 : <i>Courbe des eaux usées domestiques et eaux grises.</i>	28
Figure 6 : <i>Courbe caractéristique des effluents fermiers</i>	28
Figure 7 : <i>La répartition des eaux usées journalières</i>	31
Figure 8 : <i>Vue aérien de la zone d'étude.</i>	35
Figure 9: <i>Schéma globale de la gestion des déchets communs</i>	36
Figure 10 : <i>Organigramme de la gestion des déchets</i>	39
Figure 12 : <i>MNT de la zone étudier.</i>	43
Figure 13 : <i>Coupe transversale de l'ouvrage pluvial.</i>	47
Figure 14 : <i>Réseau d'assainissement d'eaux pluvial de la ville.</i>	48
Figure 15 : <i>Délimitation de la zone en surface tributaire.</i>	55
Figure 16 : <i>Réseau d'assainissement des eaux usées</i>	65
Figure 17 : <i>Schéma générale de l'installation des ouvrages.</i>	67
Figure 18 : <i>Extrait du Profil en long du réseau</i>	69

LISTE DES CARTES

Carte 1 : <i>Présentation de la commune</i>	4
Carte 2 : <i>Accessibilité dans la ville d'Imerintsiatosika</i>	5

LISTE DES PHOTOS

Photo 1: <i>Stagnation des eaux de pluie dans les quartiers</i>	11
Photo 2 : <i>L'évacuation des eaux ménagères et eaux de pluie d'une concession.</i>	12
Photo 3 : <i>Dépotoir des ordures au centre-ville lors du chargement vers le terrain de décharge</i> <i>final</i>	13
Photo 4 : <i>Camion de transport d'ordure de la commune</i>	14
Photo 5 : <i>Les lisiers d'une ferme</i>	14

Abréviation et sigles

ADEME : Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie

B.C.E.O.M : Bureau Central d'Etudes pour les Equipements d'Outre-Mer

BE : Bureau d'Etude

CSB I et II: Centre de Santé de Base niveau I et de niveau II

EIE : Etude d'Impact Environnemental

MNT : Modèle Numérique du Terrain

MECIE : Mise En Compatibilité des Investissement avec l'Environnement

O.M : Ordure Ménagère

OMD : Objectif du Millénaire pour le Développement

OMS : Organisation Mondial de la Santé

PVD : Pays en Voie de Développement

Sigles

Unité de mesure

Km ² :	Kilomètre carré
ha :	Hectare
°C :	degrés Celsius
Hab. :	Habitants
l/s :	litre par second
mL :	mètre linéaire
m/s :	mètre par second
m ³ /s :	mètre cube par second
mm/j :	millimètre par jour
mm/h :	millimètre par heure
m.p.m :	mètre par mètre
∅ :	Diamètre
Kg/j :	kilogramme par jour
l/j/hab. :	litre par jour par habitant
T :	Tonne

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX	i
LISTE DES FIGURES	ii
LISTE DES CARTES	ii
LISTE DES PHOTOS	ii
TABLE DES MATIERES	iv
INTRODUCTION	1
Partie.I. PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE.....	2
Chapitre I. MONOGRAPHIE DE LA VILLE D’IMERINTSIATOSIKA	3
I.1. Historique	3
I.2. La situation administrative	3
I.3. La situation géographique et localisation	4
I.4. Le climat et la végétation	5
I.4.1. Le climat :.....	5
I.4.2. Le sol :	5
I.4.3. Les Végétations :	6
I.5. La Topographie et l’Hydrologie	6
I.6. La démographie.....	6
I.7. Les économies	7
I.7.1. L’agriculture :.....	7
I.7.2. L’élevage :	8
I.8. Les infrastructures socio-économiques :.....	9
I.9. L’Activité économique des ménages.....	9
Chapitre II. DIAGNOSTIC ET ANALYSE DU SYSTEME D’ASSAINISSEMENT DE LA VILLE.....	11
II.1. Les eaux de pluie et eaux usées d’origine domestique.....	11
II.1.1. Les eaux de pluie	11
II.1.2. Les eaux usées d’origine domestique.....	12
II.2. Les Ordures ménagères et les déchets solides.....	12
II.2.1. Les ordures ménagères.....	12
II.2.2. Les déchets provenances des fermes d’élevage	14
II.3. Conclusion	15
Partie.II. ETUDE TECHNIQUE ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES	16

Chapitre III. ETUDES DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT	17
III.1. L'estimation de nombre d'habitant.....	17
III.1.1. Principe de base	17
III.1.2. Population	17
III.1.3. Détermination de la tendance	17
III.1.4. Les Fokontany concernés par le projet.....	18
III.2. Estimation de nombre d'animaux domestiques	19
III.3. Pré-dimensionnement des ouvrages.....	20
III.3.1. Les eaux pluviales	20
III.3.1.1. Les surfaces à drainer	20
III.3.1.2. La pluviométrie du site.	20
III.3.1.3. L'exutoire	23
III.3.2. Les eaux usées et déchets ménagères	23
III.3.2.1. Analyse d'enquêtes ménagères.....	23
III.3.2.2. Les résultats des enquêtes.....	24
III.3.2.3. Les déchets ménagère et déchets communales.....	24
III.3.2.4. Les eaux usées domestique et effluent fermier	25
III.3.2.5. Les quantités totales des effluents et déchets	33
Chapitre IV. LA GESTION DES DECHETS MENAGERES et DECHETS COMMUNAUX.....	35
IV.1. Le bilan de la gestion des déchets.....	35
IV.2. Le fonctionnement de la gestion des déchets.....	36
IV.2.1. La collecte.	36
IV.2.2. Le dépotoir intermédiaire	37
IV.2.3. Périodicité	37
IV.2.4. Le coût du transport.....	37
IV.2.5. La mise en décharge finale	37
IV.2.6. Les impacts de la décharge sur le milieu naturel.....	38
IV.3. Organigramme d'un système de gestion et valorisation des déchets	39
Chapitre V. DIMENSIONNEMENTS DES CONDUITES	40
V.1. Notion des réseaux.....	40
V.2. Tracé du nouveau réseau	41
V.3. Elaboration du Modèle Numérique du Terrain (MNT).....	42

V.4.	RESEAU D'EAU PLUVIAL.....	44
V.4.1	Principe de calcul.....	44
V.4.2	Contrainte de calage de réseaux d'eau pluvial.....	44
V.4.3	Condition d'autocurage :.....	44
V.4.4	Conception.....	44
V.5.	LES RESEAUX D'EAUX USEES.....	49
V.5.1.	Condition d'établissement de réseaux d'eaux usées.	49
V.5.2.	Conceptions des réseaux d'eaux usées.	49
V.5.3.	Calcul des débits d'eaux usées	50
V.5.4.	Débits maximaux de futur	50
V.5.5.	Le coefficient de pointe	50
V.5.6.	Débits moyens actuels.....	51
V.5.7.	Limitation de vitesse (Conditions d'autocurage).....	51
V.5.8.	Perte de charge.....	52
V.5.9.	Contraintes de calage des réseaux d'eau usée	53
V.5.10.	Condition d'autocurage	53
V.5.11.	Choix du site de regroupement	53
V.5.12.	Délimitation en surfaces tributaires (sous bassin).....	54
V.5.13.	Calcul des différents paramètres.....	56
V.5.14.	Dimensionnement des collecteurs (réseau).....	59
V.5.15.	Les résultats du dimensionnement.....	61
V.5.16.	Analyse de résultat.....	63
V.5.17.	Les joints	64
V.5.18.	Les ouvrages annexes	66
V.5.19.	Dispositions constructives	67
V.5.20.	Profils en long des conduites	68
V.5.21.	L'entretien du réseau.....	69
Partie.III.	ESTIMATION DU COUT DU TRAVAUX ET ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE DU PROJET	70
Chapitre VI.	ETUDE FINANCIERE ET COUT DU PROJET.....	71
VI.1.	Désignation des travaux.....	71
VI.2.	L'évaluation du coût du projet.....	71

VI.3.	Le budget de maintenance annuel	73
Chapitre VII.	L'ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET (EIE)	74
VII.1.	Exigence gouvernementale	74
VII.1.1.	La charte de l'environnement	74
VII.1.2.	Le décret MECIE	74
VII.1.3.	Caractéristique de l'étude d'Impact	74
VII.2.	Mise en contexte du projet	74
VII.3.	La description du projet	75
VII.3.1.	La phase de préparation	75
VII.3.2.	La phase de réalisation	75
VII.3.3.	La phase finale	75
VII.4.	La description du milieu récepteur	76
VII.4.1.	Description du milieu physique	76
VII.4.2.	Description du milieu humain	76
VII.5.	Identification et analyse des Impacts	76
VII.5.1.	Identifications des Impacts	76
VII.5.2.	Evaluation des impacts	78
VII.6.	Les mesures d'atténuations	79
CONCLUSION	81
Bibliographie et webographie.	83
ANNEXES	84
LISTE DES ANNEXES	85

INTRODUCTION

Le mot « assainissement » était défini par l'OMS en 1949 comme « un ensemble d'action visant à améliorer les conditions qui, dans le milieu physique de la vie humaine, influent ou sont susceptibles d'influer défavorablement sur le bien-être physique, social des individus ou des communautés ». Cette définition prenait en compte des domaines aussi variés que l'alimentation en eau, l'évacuation et le traitement des déchets solides et liquides, l'hygiène de l'habitat. Cette définition est reprise aujourd'hui sous le mot « santé ».

La définition actuelle de l'OMS datant de 1987 limite le domaine de l'assainissement urbain à « la collecte et à l'évacuation hygiène des déchets solides et des eaux usées d'une collectivité, y compris les eaux pluviales ». On est donc passé d'une définition sanitaire très générale, à une définition technique beaucoup plus limitée, privilégiant la dimension équipements et infrastructures.

L'assainissement a trouvé sa place dans l'agenda de la politique international ; en 2002, l'assainissement a été intégré aux Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD). Il regroupe aussi bien les aspects « santé » que l'aménagement d'infrastructures, tant en milieu rural/villageois qu'en milieu semi-urbain et urbain.

Toutefois, les effluents sont riches en matières recyclables, susceptibles d'être réutilisées. Alors, une étude a été déjà faite par un étudiant de ma promotion, intitulé « *Contribution à l'étude de la conception d'une station de traitement des eaux usées domestique et d'élevages par lagunage anaérobie et essai de valorisation des sous-produits (cas de la ville d'Imerintsiatosika)* » afin de valoriser les différents effluents domestiques ainsi que les effluents fermiers de la ville et d'améliorer les conditions sanitaires et sociales de la population locale. Cette étude concerne la phase terminale de l'assainissement des agglomérations avant leur rejet dans le milieu naturel.

Pourtant, avant de parvenir à la phase terminale, il faut d'abord passer par la phase de collecte et de transport de ces effluents. Ce qui, justement fait l'objet de la présente étude.

D'où l'intitulé de ce mémoire « *Etude de l'assainissement de la ville d'Imerintsiatosika* ». Pour cela, l'étude comporte trois (03) parties bien distinguées :

- Première partie : présentation de la zone à étudier ainsi que l'analyse d'état de lieu concernant l'assainissement.
- Deuxième partie : une étude technique de conception en s'appuyant sur des concepts théoriques.
- Troisième partie : évaluation financière du projet ainsi que l'étude d'impact environnementale.

En guise de conclusion, nous formulerons quelques recommandations pour avoir une exploitation optimale dans les réseaux.

Partie.I. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE



Chapitre I. MONOGRAPHIE DE LA VILLE D'IMERINTSIATOSIKA

I.1. Historique

Le nom « Imerintsiatosika » fut baptisé à l'époque des royautes, précisément pendant le règne d'Andrianampoinimerina. Quand les esclaves d'Andrianampoinimerina ont joui de leur liberté ; ils se sont dispersés dans plusieurs lieux. De ce fait, pour éviter les conflits qui peuvent se produire, Andrianampoinimerina roi d'Imerina et Andriamady roi d'Imamo ont établies un compromis que : le royaume d'Imerina s'achève là, et que sur ce lieu : « tsy atosika ny Merina », d'où la naissance du nom Imerintsiatosika, et pour honorer cet accord les peuples issu d'Imamo n'osent pas accéder à Imerina.

La présente étude cerne la commune rurale d'Imerintsiatosika plus précisément la ville d'Imerintsiatosika. La commune rurale est constituée de trente-size (36) fokontany qui s'étend sur une superficie de 173 km². Les cinq (5) de ces trente-six (36) fokontany se trouvent dans le centre-ville d'Imerintsiatosika. Ces cinq (5) fokontany sont :

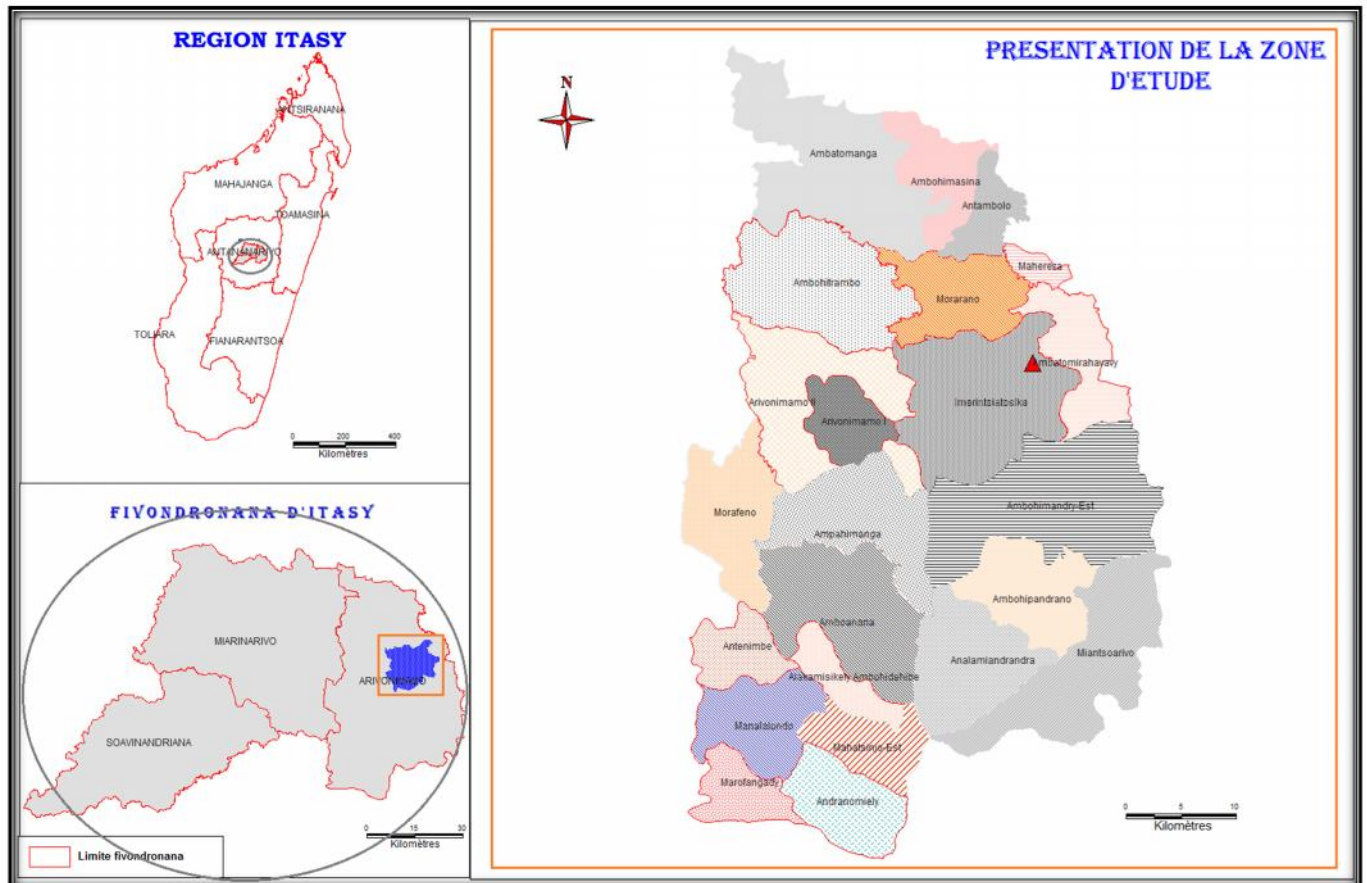
- ✓ Tsenakely
- ✓ Tsarafaritra
- ✓ Mamoladahy
- ✓ Miakadaza
- ✓ Antanambao

I.2. La situation administrative

La commune rurale d'Imerintsiatosika appartient au district d'Arivonimamo, de la région Itasy, dans la province d'Antananarivo. Elle est l'une des vingt-deux (22) communes dans ce district.

Elle est entourée par les cinq (5) communes suivantes:

- au Nord par la commune rurale de MORARANO,
- à l'Ouest par la commune d'AMBOHITRAMBO I et ARIVONIMAMO II,
- à l'Est par AMBATOMIRAHAVAVY,
- au sud d'AMBOHIMANDRY Est.



Source : carte MapInfo

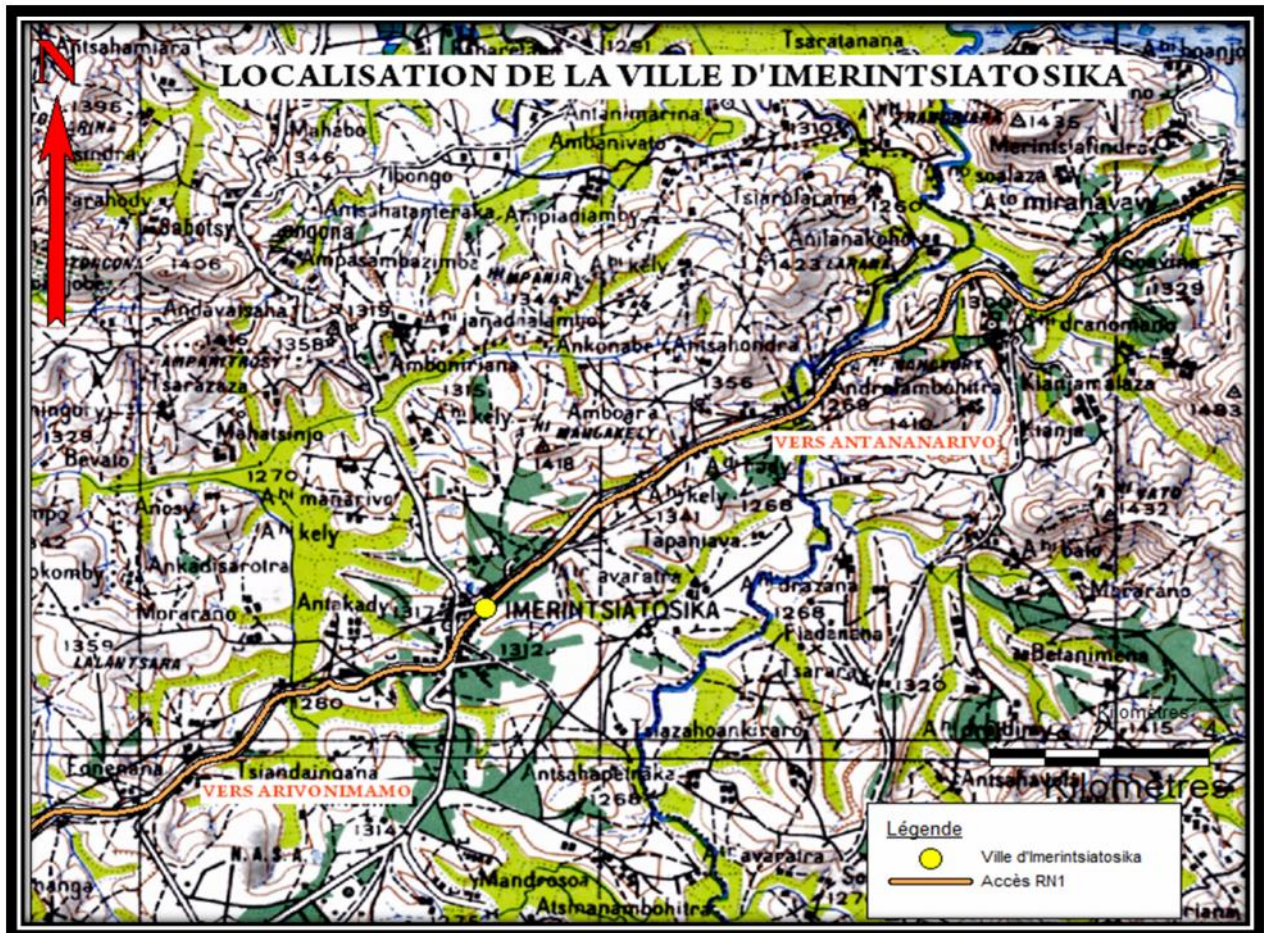
Carte 1 : Présentation de la commune

I.3. La situation géographique et localisation

La ville d'Imerintsiatosika est localisée sur les Hautes Plateaux Centrales de Madagascar, elle est formée des plateaux entourant des plaines où la rivière Katsaoka traverse la route avant d'arriver dans la ville. On considère qu'Imerintsiatosika est la porte d'entrée de la région Itasy depuis Analamanga. Elle se trouve en coordonnée géographique suivante :

- 47°28'24.9" Est
- 18°49'07.5" Sud

En parcourant vers l'Ouest par la route nationale N° 01 vers Tsiroanimandidy, la ville d'Imerintsiatosika se trouve entre Antananarivo et Arivonimamo, qui est à 28 km d'Antananarivo et à 17 km d'Arivonimamo.



Source : carte MapInfo

Carte 2 : Accessibilité dans la ville d'Imerintsiatosika

I.4. Le climat et la végétation

I.4.1. Le climat :

La Région fait partie du régime climatique tropical d'altitude supérieure à 1200 mètres. Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 26° C. Ce domaine climatique englobe l'axe central de la haute terre et couvre une grande partie de la province d'Antananarivo.

L'année comporte deux saisons bien individualisées : une saison pluvieuse et moyennement chaude, de Novembre à Mars et une autre fraîche et relativement sèche, durant le reste de l'année. Il existe de nombreux sous-climats à travers de ces deux (2) saisons.

I.4.2. Le sol :

Sous un climat de type tropical, et sous influence de caractéristique volcanique du sol de la région, Imerintsiatosika est composé des sols ferralitiques rouges, qui sont assez fertile et favorable pour les différentes cultures.



I.4.3. Les Végétations :

L'ensemble de la Région est caractérisé par sa faible superficie couverte de forêt primaire. Par contre, les forêts présentes dans la commune sont issues des reboisements effectués durant des années successives. On observe une grande partie de la zone constituée des herbes et savanes qui sont propices aux pâturages.

Sur le plan agriculture, elle est parmi les activités principales de l'ensemble de la commune car elle occupe presque le 75% de la population active. En plus, les conditions agro-climatiques et humaines permettent une vaste gamme de culture.

I.5. La Topographie et l'Hydrologie

Topographiquement, la commune d'Imerintsiatosika est formée de plateaux entourés des plaines.

La rivière « katsaoka » traverse les plaines de la commune sur le côté sud de la ville. La commune rurale d'Imerintsiatosika se trouve donc sur la rive gauche de la rivière.

I.6. La démographie

En 2010, la situation démographique de la commune d'Imerintsiatosika est estimée à 52 195 habitants, qui se répartie inégalement dans les 36 Fokontany, dont les 16 656 habitants s'étendent sur les cinq (5) Fokontany de la ville.

Le recensement effectué par le responsable communale nous a permis d'établir la répartition de la population dans chaque Fokontany, représentée ici sous forme de tableau (Cf. **Annexe VI, pages 92**). L'accroissement de la population est estimé de 0,025 par an. Le nombre de toits est évalué à 7 611 toits dans toute la commune, en moyenne 286 hab. /km²(¹).

La répartition selon l'âge de la population de la ville est représentée ci-dessous.

Tableau 1: La classe d'âge de la population de la ville

Age	0 - 4	5 - 17	18 - 60	60
Total	1 673	6 353	6 833	1 797
Pourcentage	10,04%	38,14%	41,02%	10,79%

La population active de la commune renferme le 41% de la population communale ; on peut dire que la population de la ville est jeune et active.

(¹) : donnée obtenue de la commune rurale d'Imerintsiatosika

Répartition d'Age

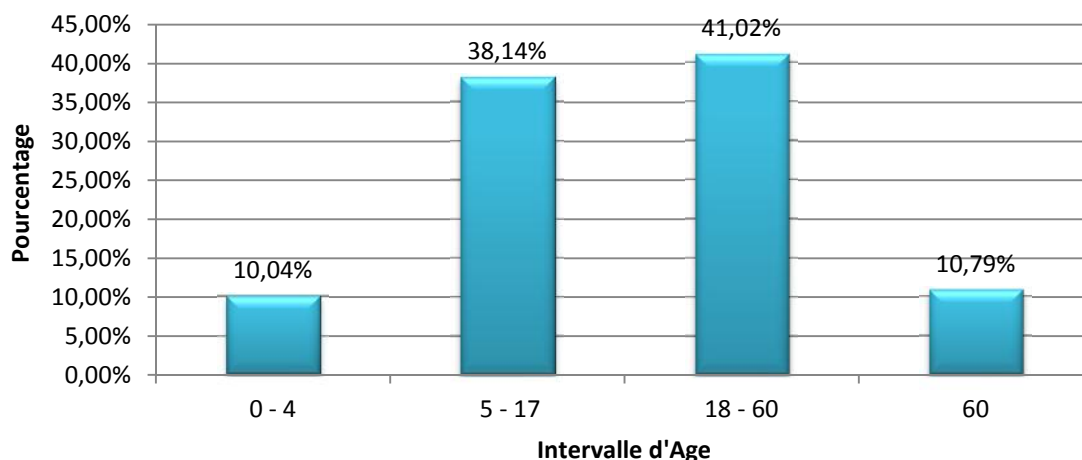


Figure 1: L'histogramme d'Age de la population de ville

I.7. Les économies

Economiquement, l'agriculture et l'élevage constituent les activités les plus dominantes de la commune d'Imerintsiatosika, elles renferment les 75% d'occupation des habitants.

I.7.1. L'agriculture :

Vu la caractéristique de son sol, à savoir volcaniques et ferrallitiques, la région est propice pour les cultures maraichères et vivrières.

Environ 60 km² des terres sont cultivables dans la commune dont seul la moitié de ces terres sont cultivées actuellement. La répartition des cultures selon la superficie cultivée est représentée dans le tableau ci-après.

Tableau 2: La production agricole communal (2008)

Cultures pratiquées	Superficies cultivées en Ha	Production annuelle en tonne
Riz	1 547	4 230
Manioc	320	3 210
Patate douce	120	1 100
Patate	110	597
Pomme de terre	75	1 080
Tomate	350	4 250
Maïs	420	850
Haricot	220	162
Autres	195	165

Source : Mairie d'Imerintsiatosika (année 2010)

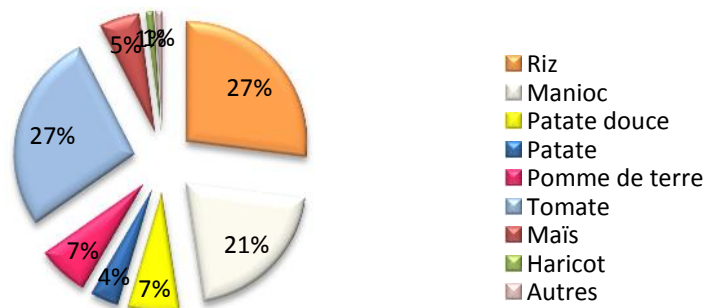


Figure 2: La Répartition des cultures pratiquées

Ainsi la répartition des différentes cultures pratiquées par les populations montre que les cultures des riz, des maniocs et des tomates occupent le 2/3, soit environ 75% de la production annuelle de la totalité des productions communal.

1.7.2. L'élevage :

L'élevage occupe un rôle important concernant l'économie de la commune.

Le bovin et le porcin sont les principales activités d'élevages de la population sans oublier les volailles. Ces principaux élevages sont représentés sous forme de tableau ci-dessous.

Tableau 3: Le nombre d'élevages pratiqué

Elevage	Nombre
Bovin	5 282
Porcins	6 255
Volailles	162 135
Pisciculture	35 000

Source : Mairie d'Imerintsiatosika (année 2010)

La commune est connue surtout pour son élevage de porcin, c'est l'élevage principal de la population, mais qui nécessite d'importants entretiens journaliers.

L'élevage des bœufs prend aussi un rôle important à l'activité agricole de la population, car cette activité aide les cultivateurs dans des différents travaux de riziculture comme le labourage des terres, les charrettes pour le transport des produits vivrières ou semence. Presque tous les cultivateurs de la commune ont leurs propres bétails.

Imerintsiatosika possède un marché public, et ce marché aura eu lieu chaque mercredi ; qui permet aux populations de vendre leurs produits locaux et d'acheter leur besoins respectifs.

De l'autre côté, on trouve aussi un marché de zébus dans la commune rurale d'Imerintsiatosika, plus précisément dans le Fokontany Ambatonapoaka. Il est parmi le plus grand marché des zébus de la région. C'est dans ce lieu que les fournisseurs et les acheteurs des



zébus de la région et régions voisines se rencontrent. Pas seulement que la commune est reconnue sur ces marchés, mais elle ravitaille aussi la capitale en marchandant ces produits locaux (porcs, tomates, pommes de terre, haricots, etc...).

En résumé, Imerintsiatosika a des potentiels éminents par rapport aux communes environnantes. Bien qu'elle ait ces capacités économiques, la commune rurale d'Imerintsiatosika a des faiblesses comme toutes les autres communes de Madagascar.

I.8. Les infrastructures socio-économiques :

La commune rurale d'Imerintsiatosika possède plusieurs bâtiments administratifs qui se trouvent presque dans le centre-ville, excepter les bureaux des Fokontany. On y trouve aussi des écoles publiques et écoles privées.

Elle possède aussi un bureau communal, un marché public, une poste de communication, un marché des bovidés, un hôpital, des CSB I et CSB II, un bureau de gendarmerie. La commune rurale d'Imerintsiatosika possède aussi un abattoir mais qui n'est plus en état de fonctionnement.

Grace au réseau téléphonique, et communication ; la ville n'est plus isolée de ses environs et communes voisines, il accède à tous les réseaux téléphoniques qui existent à Madagascar.

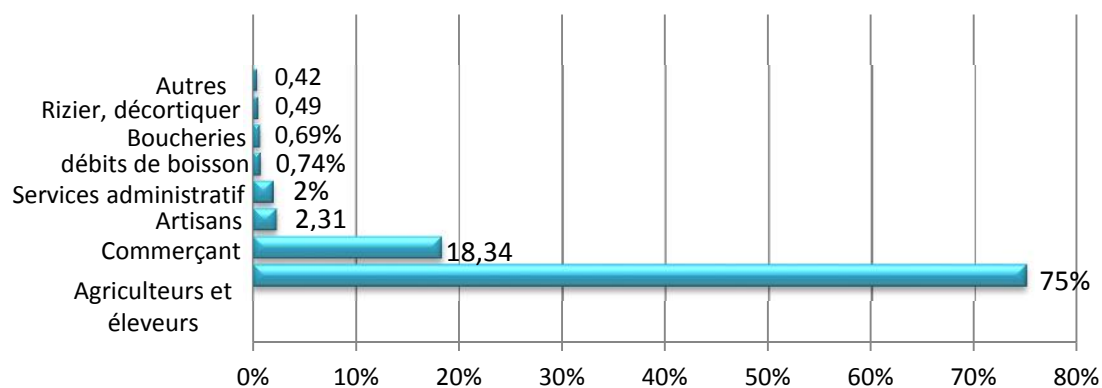
I.9.L'Activité économique des ménages

Comme l'élevage et l'agriculture sont les principales activités économiques de la région. Ce secteur d'activité domine donc sur les activités régionales. L'élevage et l'agriculture forme les 75% des activités, tandis que 18,34% pour les commerçants et l'épicerie, les fonctionnaires et les agents publics occupe le 02% de l'activité générale. On représente ci-après la répartition des activités de la population.

Tableau 4 : Les activités ménagères

(Activité)	Nombre de ménage	Pourcentages
Agriculteurs et éleveurs	5 661	75%
Commerçant et épicerie	1 358	18,34%
Rizier, décortiquerie, scierie etc.	37	0,49%
Artisans	174	2,31%
Services administratif : Fonctionnaires et agents publics	151	2%
Boucheries	52	0,69%
Barman : débits de boisson	56	0,74%
Autres : Avocats, médecins et sage-femme libres	32	0,42%
TOTAL	7 548	100%

Source : Mairie d'Imerintsiatosika (année 2010)



Source : Mairie d'Imerintsiatosika (année 2010)

Figure 3 : Les répartitions des activités des populations

Chapitre II. DIAGNOSTIC ET ANALYSE DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE.

On essaye d'évaluer d'une manière générale la situation de la ville sur le plan assainissement, ainsi que les problèmes que la commune a connus.

II.1. Les eaux de pluie et eaux usées d'origine domestique

L'évacuation de ces eaux dans la ville pose un problème aigu. Il existe un réseau unitaire très limité, généralement, en canalisation en terre. Les eaux de pluie et les eaux usées sont évacuées sur un même réseau de canalisation. Ce réseau ne couvre que moins de 1/10 de la ville.

II.1.1. Les eaux de pluie

Les canalisations constituant le réseau d'évacuation des eaux de pluie présente dans la ville d'Imerintsiatosika est généralement en terre, excepté les canalisations le long de la route nationale N°1 et du Fokontany Tsenakely, qui sont en maçonnerie de moellon de dimension respective 40 x 60 cm et de 40 x 40 cm.

Les canalisations existantes sont : soit détruites, soit en terre. La municipalité doit effectuer des petits travaux de curage des caniveaux. Elle tente de faire de leur mieux malgré des moyens financiers et techniques limités. La mobilisation de la population reste à faire afin d'acquiescer sa participation.

Comme la ville repose sur un plateau entourant des plaines ; toutes les eaux de pluie en provenance de la ville prennent les rizières comme exutoire.



Photo 1: *Stagnation des eaux de pluie dans les quartiers*

Durant la saison de pluie, la circulation est difficile pour les piétons, et les véhicules. La stagnation des eaux en mares engendre la prolifération des moustiques, et peuvent causer plusieurs maladies comme les paludismes, des fièvres. Les puits inondés ainsi que les ordures abandonnées augmentent les risques de propagation des maladies infectieuses.

II.1.2. Les eaux usées d'origine domestique

Les pratiques de la vie quotidienne conduisent à distinguer :

- Les eaux usées de cuisine et de lessive ;
- Les eaux usées de toilette et les eaux de lavage.

De manière générale, les eaux utilisées pour la cuisine et la lessive sont répandues soit dans la cour même, soit dans la rue ou simplement déversée dans le caniveau d'évacuation des eaux de pluie, quand il existe. Ces caniveaux, à ciel ouvert, sont généralement bloqués par des déchets et ne peuvent plus assurer correctement le drainage.

L'eau de toilette est versée directement dans la rue par les usagers ou dans les canaux s'il existe. Ces eaux débordent et envahissent la voie pour former, avec les eaux de cuisine et de lessive, de petites mares. Des odeurs nauséabondes se répandent. Cette stagnation engendre des sites favorables à la prolifération des moustiques, mouches et autres vecteurs de maladies.

Quelques rares familles utilisent des puisards creusés selon la technique traditionnelle. Les dimensions ne sont pas étudiées en tenant compte de la nature du sol. De plus, ils peuvent être en contact avec l'aquifère dans lequel s'approvisionne le puits voisin.

Ces eaux usées sont éliminées soit par évaporation, soit par infiltration ou par écoulement dans des caniveaux.

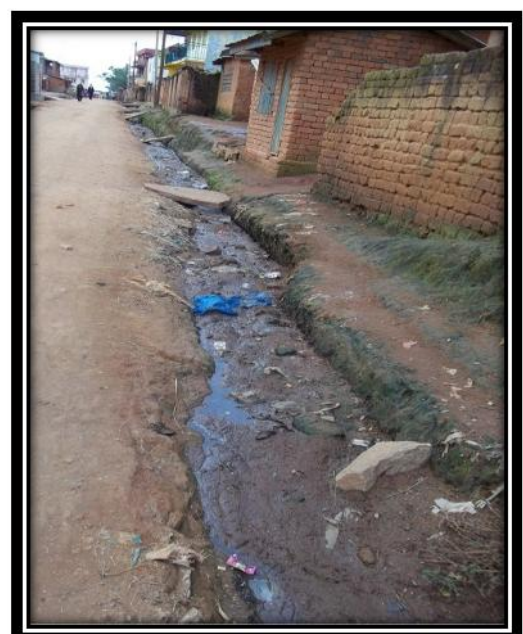


Photo 2 : L'évacuation des eaux ménagères et eaux de pluie d'une concession.

II.2. Les Ordures ménagères et les déchets solides

II.2.1. Les ordures ménagères

Les ordures ménagères constituent presque la totalité du volume des déchets générés par la ville. Il s'agit d'un volume considérable. La collecte est organisée au niveau de chaque famille.

Des récipients familiaux ayant divers supports servent comme poubelle pour la pré-collecte des ordures. Les ordures collectées dans les poubelles sont ensuite évacuées vers un endroit communal réservé aux ordures, qui servent de postes de transit en attendant l'évacuation finale.

Quelques familles déversent leurs ordures dans les rues ou dans des caniveaux. Des décharges sauvages apparaissent dans la ville ; et qui augmentent les travaux journaliers effectués.

II.2.1.a. Infrastructures

La commune rurale d'Imerintsiatosika ne possède pas de vrai bac à ordures, elle utilise une partie de terrain communal pour rassembler ces ordures avant de les transporter périodiquement hors de la ville par camion. Imerintsiatosika dispose de trois (3) endroits pour rassembler les ordures et les déchets ménagers. L'un se trouve en plein centre-ville de la commune tandis que les deux (2) autres sur la périphérique.



Photo 3 : *Dépotoir des ordures au centre-ville lors du chargement vers le terrain de décharge final*

La commune emploie des hommes pour le chargement et le déchargement des ordures par des outils artisanaux comme des bûches, des fourches, et « sobika ». Le ramassage se déroule tout le jeudi à la première heure de la journée jusqu'à ce que l'opération soit terminée.

II.2.1.b. Le site de décharge

La commune évacue ces dépôts régulièrement par un camion benne vers un site non aménagés qui est environ à 10 km de la ville en suivant la sortie de la route national RN: 1 vers Arivonimamo.



Photo 4 : *Camion de transport d'ordure de la commune*

La commune assure le service en régie. L'effort s'avère pourtant limité par le manque de capacité d'enlèvement et de moyens financiers. Dans de nombreux cas, malgré les campagnes de salubrité organisées par la commune, la décomposition des ordures crée des odeurs fétides qui gênent la population environnante.

II.2.2. Les déchets provenances des fermes d'élevage

On compte 1698 fermes environs. Elles sont formées des élevages des bœufs et des porcs. Généralement, les excréta, précisément les fumiers collectés sont déposés à part par les éleveurs et utilisés comme engrais pour les différentes cultures pratiquées. Les déchets en provenance de la ferme sont placés dans un endroit approprié dans le même domaine pour faciliter la collecte dans la ferme. Une fois les collectes terminées, l'éleveur procède au lavage de la ferme. Ce dernier est réalisé quotidiennement et chaque matin.



Photo 5 : *Les lisiers d'une ferme*

Les eaux après lavage sont, soit évacuées dans les canaux d'évacuation de la commune, soit répandues dans la cour si le canal n'existe pas. Certains déchets de la ferme sont emportés



lors du lavage et se répandent dans la cour du propriétaire ; ou bien ils se déposent directement dans la canalisation. Cependant, ces déchets déposés au fond du canal, s'entassent de jour en jour, alors que les entretiens sont rares. Ce qui entraîne un problème d'évacuation des eaux.

Le propriétaire ne procède au décharge de ces lisiers des porcs et des bœufs que chaque 2 semaines, même parfois mensuellement ; ces déchets s'entassent donc avant d'être transportés par des charrettes. Des odeurs fétides se propagent et étouffent les populations environnantes, et provoquent parfois des petits conflits entre voisin.

Il s'avère que les effluents d'élevages représentent les matières les plus abondantes. Ils sont généralement épandus tels quels, sous forme de fumier, lisier ou purin. Néanmoins, suite aux concentrations importantes en azote uréique et ammoniacal, il apparaît des risques de pollution des nappes et de dégagements de mauvaises odeurs.

II.3. Conclusion

En général, les eaux pluviales, les eaux usées domestiques et aussi les effluents fermiers sont évacués dans une seule évacuation. Les dysfonctionnements des canaux causés par des interférences entre les déchets liquides et les déchets solides qui obstruent les canalisations.

Ces difficultés sont associées à des problèmes d'infrastructures de la ville et à l'activité socio-économique locale. Un effort considérable, tant en termes de mobilisation et d'éducation des populations aux règles élémentaires d'hygiène que de construction d'infrastructures sanitaires, reste à déployer pour parvenir à un environnement sain en milieu villageois.

**Partie.II. ETUDE TECHNIQUE ET DIMENSIONNEMENT
DES OUVRAGES**



Chapitre III. ETUDES DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dans ce chapitre, on étudie tous les paramètres et tous les facteurs interdépendants affectant à notre étude.

En tenant compte du traitement pour la valorisation des eaux usées et des effluents fermiers, qui exige la séparation des eaux pluviales et des eaux usées. Le système de collecte et d'évacuation adopté doit être en système séparatif.

III.1. L'estimation de nombre d'habitant

III.1.1. Principe de base

La durée du projet est de pour quinze (15) ans à venir. On va donc évaluer l'accroissement de la population de la ville pendant cette période, en admettant que l'année de base est l'année où débutera le projet, c'est-à-dire année 2012.

III.1.2. Population

En 2010, l'année le plus récent de recensement effectué par la mairie, la commune rurale d'Imerintsiatosika estime donc que le nombre de la population est de 52 195 habitants en totalité. Le nombre d'habitant augmente chaque année en suivant le taux d'accroissement annuel Ω de la population qui est de 0,025 ⁽²⁾ pour la commune d'Imerintsiatosika.

III.1.3. Détermination de la tendance

C'est l'accroissement de la population sur une durée bien déterminé. Supposons que le projet débutera l'année 2012, on détermine d'abord le nombre de population où le projet débutera afin d'évaluer après le nombre d'habitant de la ville durant le projet. On utilise la formule classique pour la tendance :

$$Y_1 = Y_0 \cdot (1 + \Omega)^x$$

Avec : Y_1 : est le nombre de population à estimer.

Y_0 : est le nombre de population initiale ou année de base. C'est le nombre de population en 2010 qui est 52195 habitants.

Ω : est le taux d'accroissement annuel de la population qui est 0,025.

x : est l'année de projection.

AN: $Y_{2012} = 52\,195 \times (1 + 0,025)^2 = 54\,837 \text{ Hab.}$

$Y_{2012} = 54\,837 \text{ Hab.}$

Ce nombre de population représente le nombre de population de la commune de l'année 2012.

⁽²⁾: Taux d'accroissement de la population de la commune (source : commune rurale d'Imerintsiatosika)

III.1.4. Les Fokontany concernés par le projet

Concernant le projet, l'étude effectuée ne concerne que les cinq (5) Fokontany de la ville.

- Fokontany **Antanambao** ;
- Fokontany **Mamoladahy** ;
- Fokontany **Miakadaza** ;
- Fokontany **Tsarafaritra** ;
- Et Fokontany **Tsenakely**.

En 2010, d'après les données monographiques obtenues de la mairie, le nombre d'habitant de la ville est réparti dans un tableau ci-dessous :

Tableau 5: *Le nombre de population des Fokontany cerné au projet.*

FOKONTANY	TOTAL
TSARAFARITRA	5 924
MAMOLADAHY	2 027
TSENAKELY	2 186
MIAKADAZA	2 650
ANTANAMBAO	3 869
TOTAL=	16 656 Hab.

Source : Mairie d'Imerintsiatosika (année 2010)

Au début du projet, la population de ces Fokontany augmente suivant l'accroissement de la commune avec un taux d'accroissement annuel de la population 0,025 ; et on a donc une estimation de population suivant en utilisant la formule classique des accroissements précédemment:

On calcul séparément le nombre de population de chaque Fokontany lors du commencement du projet afin de connaître le nombre de population qui intervienne au projet à partir du formule ci-dessus, le résultat est représenté comme suit :

Tableau 6: *Le nombre de population des Fokontany concernés au début du projet (année 2012).*

FOKONTANY	Nombre de population estimé en 2012 pour les 5 Fokontany concernés (année où débutera le projet)	Pourcentage de la population concerné par rapport à la population totale de la commune
TSARAFARITRA	6 224	11,35%
MAMOLADAHY	2 130	3,88%
TSENAKELY	2 297	4,19%
MIAKADAZA	2 784	5,08%
ANTANAMBAO	4 065	7,41%
TOTAL	17 499 Habitants	31,91%



Avec ce paramètre, l'estimation nombre d'habitant de la ville dans 15 ans à venir est:

$$AN: Y_{2027} = 17\,499 \times (1 + 0,025)^{15} = 25\,344 \text{ Hab.}$$

$$Y_{2027} = 25\,344 \text{ Hab.} \quad (1)$$

Le nombre de population est évalué à 25 344 habitants en 2027. Et se répartit comme suit :

Tableau 7: Estimation des Nombres de population des Fokontany concernés dans 15 ans à venir.

FOKONTANY	Nombre de population dans 15 ans
TSARAFARITRA	9 014
MAMOLADAHY	3 084
TSENAKELY	3 326
MIAKADAZA	4 032
ANTANAMBAO	5 887
TOTAL	25 344 Habitants

Les populations estimées ci-dessus sont les nombres de populations de la ville d'Imerintsiatosika. Notre étude cerne donc en totalité sur les **25 344 habitants**, qui sont répartie dans chaque Fokontany comme le tableau ci-dessus nous montre.

III.2. Estimation de nombre d'animaux domestiques

Pour notre cas, il est difficile de déterminer et d'évaluer le nombre exact des animaux de la commune à cause de l'insuffisance des données actuelle recueillis par la commune, et aussi la variation de nombre de ces animaux de temps en temps.

On résume dans le tableau ci-après le nombre de ces animaux dans 15 ans à venir.

Tableau 8 : Estimation des nombres des animaux de la commune d'Imerintsiatosika après 15 ans

Animaux Fokontany	Porcs	Bœufs	Poule	Canards	Oie et dindons
MIAKADAZA	975	43	923	189	1 265
TSARAFARITRA	832	72	425	126	840
ANTANAMBAO	705	84	875	135	1 334
TSENAKELY	228	25	684	78	889
MAMOLADAHY	438	36	338	84	854
TOTAL	3 178	260	3 245	612	5 182

III.3. Pré-dimensionnement des ouvrages

III.3.1. Les eaux pluviales

On va évaluer les débits pluviaux à évacuer à partir des données hydrologiques.

Pour cela, la formule utilisée est **la méthode rationnelle**, données par la relation suivante :

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

Q : débit à évacuer (en l/s)

A : aire à drainer (en ha)

i : intensité maximale de la pluie (en mm/h)

C : coefficient de ruissellement.

Ces paramètres dépendent éventuellement des caractéristiques de la région.

Le coefficient de ruissellement C varie selon l'habitation avec une valeur moyenne suivante ⁽³⁾ :

- Zone d'habitations très denses : C = 0,9
- Zone d'habitations moins dense : C = 0,4 à 0,7
- Quartiers résidentiel, zones industrielles : C = 0,2 à 0,3
- Squares et jardins : C = 0,05 à 0,2

On prend dans notre cas, une valeur de coefficient de ruissellement C = 0,5

III.3.1.1. Les surfaces à drainer

Les seuls Fokontany concernée sont le Fokontany Tsarafaritra et une partie de Fokontany Antanambao car, seuls ces deux Fokontany ont des difficultés majeures sur l'évacuation de l'eau pluviale.

Les trois (3) autres Fokontany sont desservies par les canalisations déjà existés de la ville

III.3.1.2. La pluviométrie du site.

La pluviométrie est obtenue à partir des données recueillies auprès du service météorologie, et comme le site ne possède pas de station pour le prélèvement de la pluviométrie de la région ; en connaissant la pluviométrie des stations proche de la zone d'étude : Antananarivo - Ivato – Arivonimamo qui sont représentée dans l'annexe (Cf. **Annexe XVI, pages 110**) sous forme tableaux et en appliquant la formule de proximité qui se traduit ci-dessous, on peut évaluer la pluviométrie du site.

La formule se traduise par:

$$P_{1-2} = \frac{P_1 \cdot d_2 + P_2 \cdot d_1}{d_1 + d_2}$$

Avec

P_{1-2} : pluviométrie du site entre station 1 et station 2

d : distance entre la zone d'étude et station.

⁽³⁾ : *Hydraulique urbaine, appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Jacques Bonnin (1986).*

$$\text{Soit } Cp_1 = \frac{d_2}{d_1 + d_2};$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Distance (km)	Tana-Ivato		Tana-Arivo		Ivato-Arivo		
d1 (Tana ; site)	22,56	Cp (Tana)	Cp (Ivato)	Cp (Tana)	Cp (Arivo)	Cp (Ivato)	Cp (Arivo)
d2 (Ivato ; site)	25,35	0,53	0,47	0,41	0,59	0,38	0,62
d3 (Arivo ; site)	15,75						

Tana : Antananarivo

Arivo : Arivonimamo

Par suite, on a calculé la valeur de pluie maximale du site à partir de la loi des extrêmes (loi de Gumbel) de période de retour 10 ans.

$$P_F = \bar{P} - 0,45 \cdot \sigma + 0,780 \cdot \sigma \cdot u_F$$

Avec :

\bar{P} : Pluie moyenne

σ : Ecart-type

u_F : Variable réduite définie par $u_F = \Gamma \cdot (P_F - P_0)$ où Γ et P_0 sont des paramètres d'ajustement.

- La valeur de « Γ » est l'inverse de gradex, où le gradex $a_G = 0,780 \cdot \sigma$
- Tandis que $P_0 = \bar{P} - 0,45 \cdot \sigma$

D'où la formule précédente peut s'écrire comme suit :

$$P_F = P_0 + a_G \cdot u_F$$

Pour la suite du calcul, on utilise la formule précédente et les résultats obtenus pour chaque station à partir des calculs effectués (Cf. **Annexe XVII, pages 111**) par les données pluviométriques maximales journalières sont données ci-dessous.

Tableau 9 : Valeur de paramètre d'ajustement

STATION	Moyenne	Ecart-type	Gradex	Po
Antananarivo	83,46	27,25	21,29	71,19
Arivonimamo	81,65	16,11	12,58	74,41
Ivato	97,79	30,24	23,63	84,19

On établit l'analyse fréquentielle de fréquence décennale du projet, pour connaître la pluviométrie maximale journalière de chaque station.

**Tableau 10 : Analyse fréquentielle de 10 ans.**

T (ans)	5	10
1/T	0,20	0,10
F	0,80	0,90
u_F	1,50	2,25
P_F Antananarivo	103,12	119,10
P_F Arivonimamo	93,28	102,73
P_F Ivato	119,62	137,35

Connaissant ces valeurs de la pluie journalière, on peut calculer à partir de la formule de proximité la valeur de la pluie maximale journalière du site en question, on a pour :

La pluviométrie de la zone d'étude

T= 5 ans

$$P_{(Tana-Arivo)} = (103,12 \times 0,41) + (93,28 \times 0,59) = 97,3 \text{ mm}$$

$$P_{(Tana-Ivato)} = (103,12 \times 0,53) + (119,62 \times 0,47) = 110,9 \text{ mm}$$

$$P_{(Ivato-Arivo)} = (119,62 \times 0,38) + (93,28 \times 0,62) = 103,4 \text{ mm}$$

La pluviométrie du site pour une période de retour 5 ans est égale donc :

$$P_{Site} = \frac{97,3 + 110,9 + 103,4}{3} = 103,9 \text{ mm}$$

T= 10 ans

$$P_{(Tana-Arivo)} = (119,10 \times 0,41) + (102,73 \times 0,59) = 109,5 \text{ mm}$$

$$P_{(Tana-Ivato)} = (119,10 \times 0,53) + (137,35 \times 0,47) = 127,7 \text{ mm}$$

$$P_{(Ivato-Arivo)} = (137,35 \times 0,38) + (102,73 \times 0,62) = 116,0 \text{ mm}$$

La pluviométrie du site de période de retour 10 ans est égale à :

$$P_{Site} = \frac{109,5 + 127,7 + 116,0}{3} = 117,7 \text{ mm}$$

En résumé, les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 11 : La pluviométrie maximale 24h de la zone d'étude.

pluviométrie de fréquence F	pluviométrie max 24h du site (mm)						
	Tana	Ivato	Arivo	Tana/Ivato	Tana/Arivo	Ivato/Arivo	Imerintsiatosika
P _{0.8}	103,1	119,6	93,3	110,9	97,3	103,4	103,9
P _{0.9}	119,1	137,4	102,7	127,7	109,5	116,0	117,7

Tana : Antananarivo

Arivo : Arivonimamo

La zone d'étude a une précipitation maximale de 117,7 mm/j correspondante à une intensité de pluie $i^{(4)}$ tel que : $i(t, F) = P(24, F) \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^b = 2,73 \text{ mm/h}$ sur une surface de drainage de 17,2 ha pour une période de retour décennal.

III.3.1.3. L'exutoire

La ville d'Imerintsiatosika est entourée de plaines qui peuvent servir d'exutoire pour les eaux de pluie. Ces exutoires sont tous vers les rizières. On admet quatre (4) exutoires dans notre étude. Ces exutoires se trouvent sur le point 2500 ; 49 ; 100 ; et 106 du point topographique obtenu sur terrain.

III.3.2. Les eaux usées et déchets ménagers

L'estimation des quantités d'eaux usées produites dans une ville est proportionnelle à sa quantité d'eaux consommées. Vu que l'entreprise responsable de l'alimentation en eau dissimule ces informations, et que les habitants utilisent aussi des puits traditionnels pour effectuer les activités ménagères journalières. C'est pour cela que l'étude est basée sur des enquêtes réalisées sur place.

Pour avoir une bonne évaluation des données et que l'étude effectuée soit plus précise et fiable, à part les données obtenues de la commune, des enquêtes ménagères sont effectuées au niveau de la population locale.

III.3.2.1. Analyse d'enquêtes ménagères

III.3.2.1.a. Le but de l'enquête

Le but de cette enquête consiste à :

- Estimer la qualité et quantité des déchets produits par chaque logement enquêté.
- Connaître les quantités des eaux usées domestique évacué de chaque ménage.
- Comprendre au mieux la situation ménagère concernant les déchets et eaux usées.
- Connaître les idées et avis de chaque ménage pour améliorer la gestion des déchets et effluents.

(4) : Formule analogue pour les pluies de longue durée à MADAGASCAR, le B.C.E.O.M. proposait $b = 0,288$

III.3.2.1.b. La procédure de l'enquête

De ce fait, l'enquête s'effectue au niveau des foyers après avoir passés auprès des responsables administratifs de la commune afin d'obtenir l'autorisation d'enquêter. Des questions bien établies et bien préparées préalablement sont posés à chaque foyer enquêté, les résultats obtenus sont recueillis dans une fiche, et organisés selon leur problème et leur demande. Les résultats détaillés des fiches d'enquête sont présentés à dans l'annexe (**Cf. Annexe VII et Annexe VIII ; pages 93**).

Il est à préciser qu'une fiche d'enquête ménagère est pour chaque ménage enquêtée et se déroule au niveau de la commune concernée par le projet.

III.3.2.1.c. Les contenues des fiches d'enquêtes

Notre fiche d'enquête se divise en deux (2) classes bien définie selon la catégorie d'enquêté, ils contiennent des éléments nécessaires pour notre étude, ces éléments sont :

- Pour les enquêtes ménagères : taille du ménage ; occupation ; quantité d'eau utilisé ; mode d'évacuation.
- Pour les ordures ménagères et les excréta : type d'ordure et leur mode de décharge ; la quantité de ces ordures ; fosses utilisés et mode de vidange ;
- concernant les déchets fermiers, on y trouve : élevage pratiqué et quantité ; quantité d'eau utilisé, et les excréta.

III.3.2.2. Les résultats des enquêtes

III.3.2.2.a. Nombre de ménage enquêté

On effectue une enquête de 63 ménages dont le nombre des individus est de **404 personnes** pour les cinq (5) Fokontany, la répartition est représentée sous forme de tableau suivante :

Tableau 12 : Répartition d'enquête

FOKONTANY	Nombre de ménage enquêté	Pourcentage d'enquête
TSARAFARITRA	17	26,98%
MAMOLADAHY	9	14,29%
ANTANAMBAO	11	17,46%
TSENAKELY	15	23,81%
MIAKADAZA	11	17,46%
TOTAL	63	100,00%

III.3.2.3. Les déchets ménagère et déchets communales

En général, ces types de déchet sont issus des tâches quotidiennes effectuées par les habitants de la ville.

Elles sont composées en majorité de reste d'aliments ; des papiers et des journaux. Selon le rapport sur la production des ordures ménagères en comparant les données obtenues de l'enquête, on évalue donc que les ordures ménagères de la ville d'Imerintsiatosika sont caractérisées par une production spécifique moyenne de **0,4 kg** par habitant par jour, y compris les ordures produites issues du marchés et fêtes.

Les répartitions quantitatives journalières de ces ordures sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau 13 : *La production des ordures ménagères de la ville dans 15 ans avenir.*

FOKONTANY	Ordure produits (kg/j)
TSARAFARITRA	3 548,05
MAMOLADAHY	1 213,9
TSENAKELY	1 309,
MIAKADAZA	1 587,45
ANTANAMBAO	2 317,21
TOTAL	9 975,80

III.3.2.4. Les eaux usées domestique et effluent fermier

III.3..2.4.a. Quantification générale journalière

Les eaux usées ménagères

Ces sont les eaux utilisées lors des activités journalières du ménages, elles comprennent les eaux pour les cuissons ; les vaisselles ; les toilettes ; et les lessives.

La quantification journalières des eaux usées domestiques et eaux grise se fait donc à partir des données obtenues lors de l'enquête et on procède de manière suivante :

Eaux des cuissons

La quantification journalière des cuissons des habitants est généralisée à trois (3) fois par jours selon l'enquête, le matin à 6 heure ; le midi à 11 heure ; et le soir à 18 heure. La répartition moyenne est donc la totalité des eaux de cuisson à évacuer qui est divisée par trois (3).

Eaux de vaisselles ; toilettes ; et lessives

On effectue de la même façon que précédent pour la répartition de ces types d'eau en tenant compte l'heure d'activité établie.

Les autres effluents

Pour les autres effluents concernés, c'est-à-dire les effluents fermiers comme les lavages du ferme et lavages animaux (porc) ; on quantifie ces effluents de la même façon que précédente, et on obtient les résultats suivantes :



Après les résultats obtenus lors de l'enquête, on obtient les quantités totales de l'eau utilisée pour chaque activité effectuée par le ménage.

Tableau 14 : *Quantité totale d'eau utilisée pour 404 personnes.*

Activité	Cuisson (l)	Vaisselle (l)	Toilette (l)	Lessive (l)	Lavage Animaux (l)	Lavages ferme (l)	Excrément d'animaux (l)
TOTAL	2738	1697,5	7115	6350	420	1385	847,2517143

Source : analyse des enquêtes, janvier 2011.

Les quantités présentées ci-dessus ne sont pas toutes à évacuer, mais partiellement. Pour les quantités réelles à évacuer, on affecte ses valeurs brutes par un coefficient. Selon l'ADEME, Ces coefficients varient suivant les activités exercées par le ménage. Les valeurs de ces coefficients sont portées dans le tableau ci-dessous, ainsi que les quantités des eaux usées d'origine domestiques et les effluents fermiers réellement à évacuer

Tableau 15 : *Les quantités des eaux et des déchets à évacuer.*

Activité	Cuisson (l)	Vaisselle (l)	Toilette (l)	Lessive (l)	Lavage Animaux (l)	Lavages ferme (l)	Excrément d'animaux (l)
TOTAL	2 738	1 697,5	7 118	6 350	420	1 385	847,25
Coefficient selon ADEME.	0,6	0,97	1	0,9	1	1	0,98
Quantité	1 642,8	1 646,57	7 118	5 715	420	1 385	830,30

On a présenté dans la courbe ci-dessous la quantité d'eau à collecter journalière en fonction de temps. $Q = f(h)$.

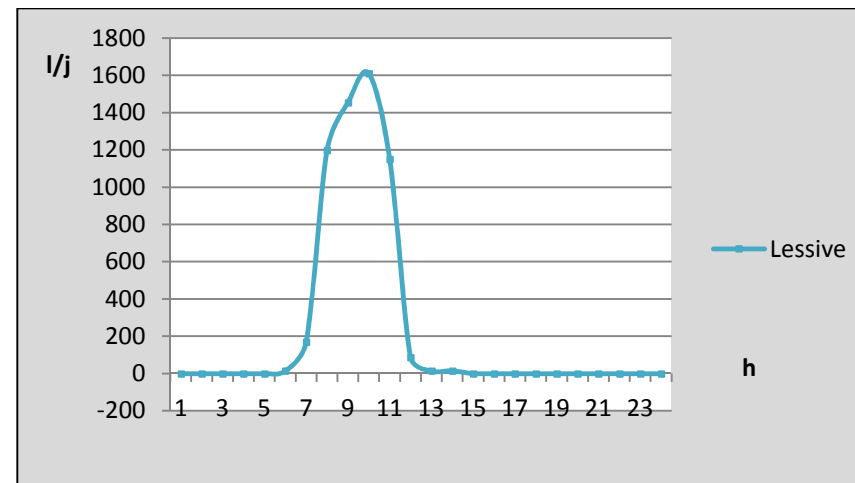
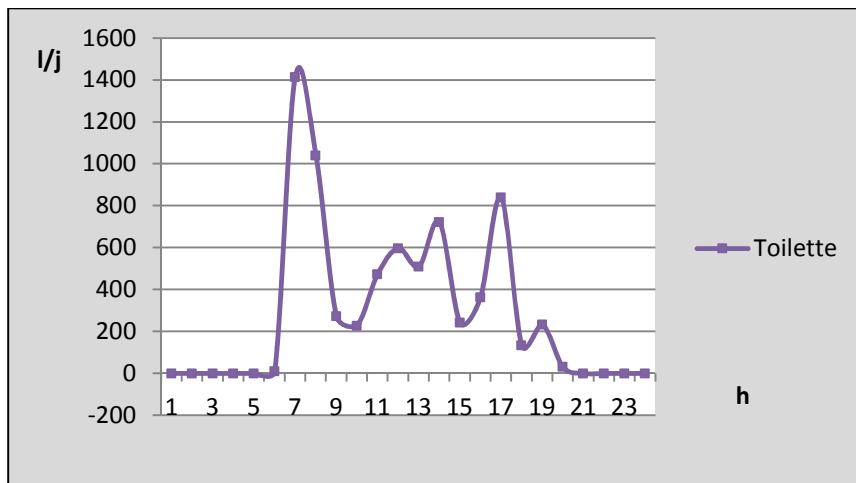
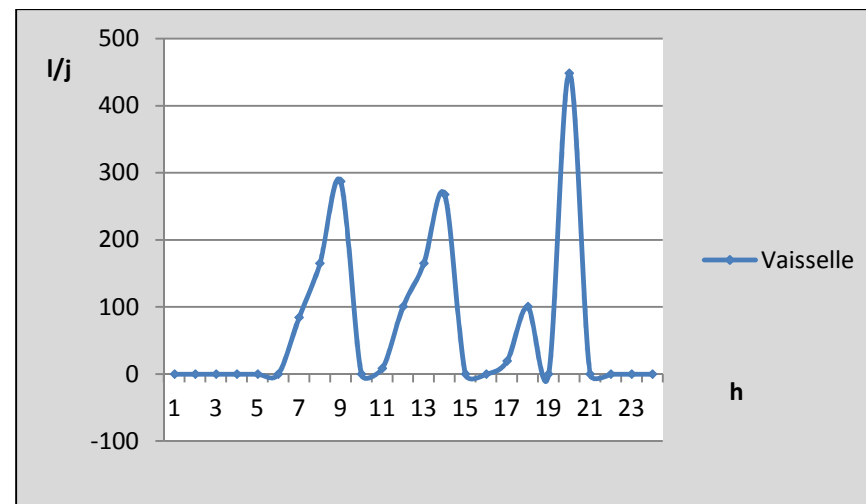
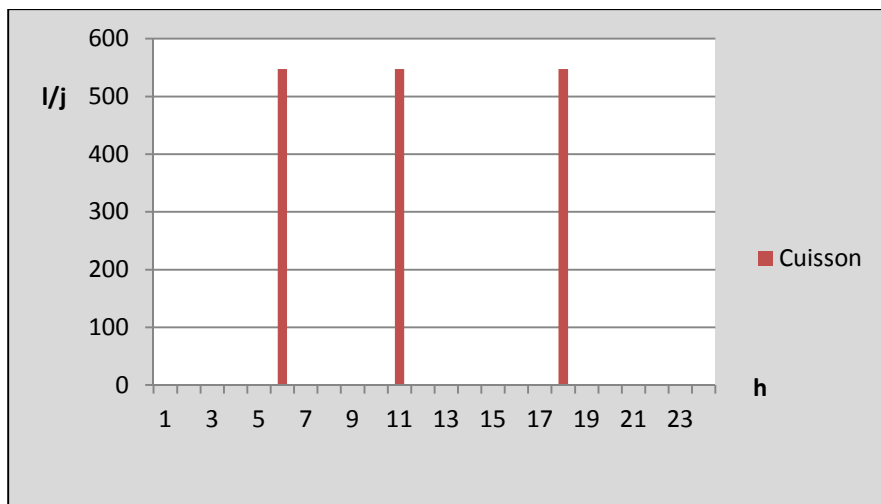


Figure 4 : Courbe d'évaluation de quantité d'eau usée domestique pour les populations enquêtées $Qté=f(h)$



On observe dans ces courbes que l'heure de pointe des activités journalière des ménages sont varié. On a regroupé ces activités concernant les eaux usées domestique et eaux grises pour avoir une seule courbe, afin d'obtenir les eaux usées total à collecter et à évacuer, on a le diagramme suivant :

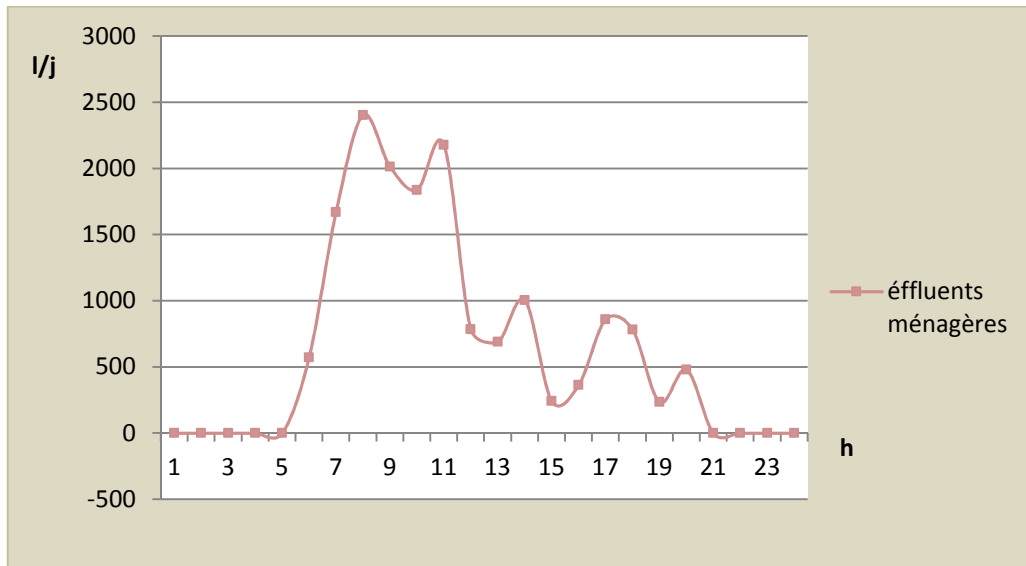


Figure 5 : Courbe des eaux usées domestiques et eaux grises.

On constate que l'heure de pointe pour l'utilisation des eaux pour les populations enquêtes est en moyenne dans un intervalle de 7h à 11h.

Pour les effluents de la ferme, on a la courbe suivante

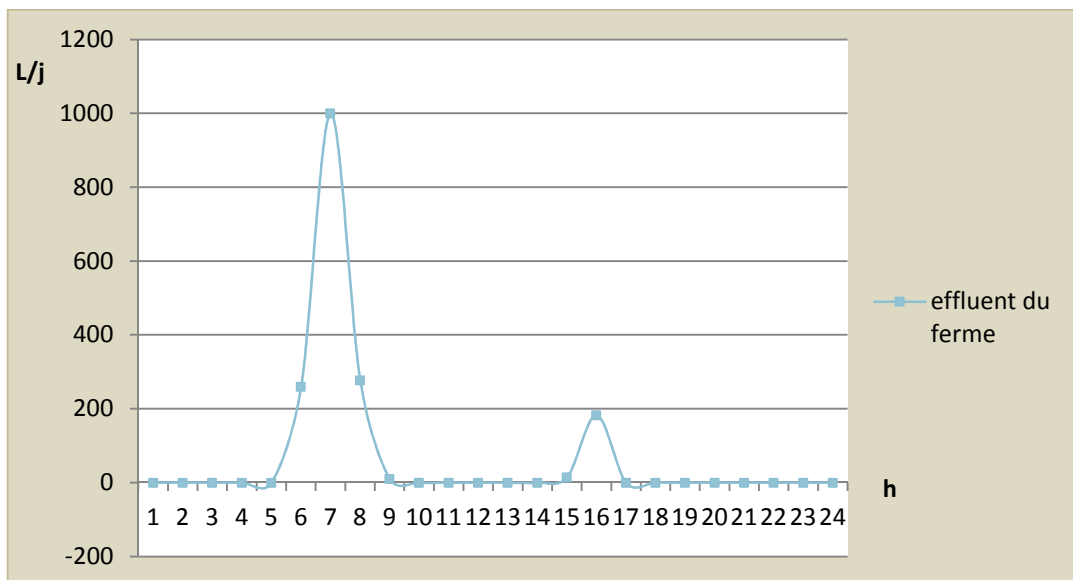


Figure 6 : Courbe caractéristique des effluents fermiers



Les courbes ci-dessus présentent les estimations quantitatives des effluents à collecter pour les populations enquêtés. Ces résultats obtenus sont des résultats généraux, c'est-à-dire que toutes ces tâches sont réalisées quotidiennement.

Par contre, ces activités ne sont pas tous effectuées journallement ; il y a des activités où les habitants effectuent leurs tâches que chaque semaine ou deux fois par semaine seulement comme la lessive, et les toilettes, mais il y a également les activités qui sont nécessaire qu'ils fassent quotidiennement.

III.3.2.4.b. Evaluations des effluents suivant les activités journalières

Comme ils exercent leurs tâches et leurs activités ménagères quotidiennes selon les ménages. L'évaluation des effluents journaliers sont effectuées suivant les activités des ménages enquêtés.

D'après les données d'enquêtes, on connaît les heures où les habitants font leurs tâches quotidiennes. On a supposé que l'heure d'activité de la population est entre **7h à 20h**.

On répartie ces activités suivant la logique ci-dessous :

- Pour la cuisson et la vaisselle : activités ménagères journalières.
- La toilette et la lessive dépendent en générale l'habitude de chacun. On admet que les activités effectuées non journalières sont réparties comme suit
 - Activité exercé **une fois** par semaines: c'est le samedi.
 - Les activités effectuées **deux (2) fois** par semaine : le mercredi, et le samedi
 - Activité effectué **trois (3) fois** par semaine : le lundi ; le jeudi ; et le samedi.

Pour cela, on obtient donc les résultats des quantités des effluents à collecter quotidiennement, des habitants.

Tableau 16 : Estimation des quantités des effluents a collecté journalier à la population enquêté

Activité	Quantité totale journalière en litre (l)							Qté (l)
	Lundi	Mardi	Mercredi	Jeudi	Vendredi	Samedi	Dimanche	
Cuisine	1 643	1 643	1 643	1 643	1 643	1643	1 643	11 500
Toilette	5 150	4 315	5 890	4 345	5 120	6190	5 150	36 160
Lessive	779	1 485	1 148	1 368	689	5535	959	11 961
Vaisselle	1 647	1 647	1 647	1 647	1 647	1647	1 647	11 526
Lavage Animaux	0	0	0	0	0	420	0	420
Lavage Ferme	1 150	1 090	1 210	1 090	1 150	1325	1 150	8 165
Quantité (l)	10 368	10 179	11 537	10 092	10 248	16 759	10 548	79 732

Il est à noter que, le lavage animaux et le lavage ferme sont pratiqués seulement pour les porcs.



III.3..2.4.c. L'estimation des quantités unitaires des effluents

Eaux usées domestiques

La détermination des quantités unitaires journalières des eaux à collecter est indispensable afin de pouvoir quantifier la totalité de ces effluents. A partir des résultats obtenus, on a la somme des quantités des eaux à évacuer pour les 404 habitants enquêtés. Pour cela, on a divisé les quantités quotidiennes totales du résultat précédent par le nombre d'habitant enquêté. On obtient la quantité unitaire journalière des effluents.

Tableau 17 : Estimation quantitatif par habitant des effluents.

Activité	Lundi	Mardi	Mercredi	Jeudi	Vendredi	Samedi	Dimanche	Total (l)
Cuisine	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	28,5
Toilette	12,7	10,7	14,6	10,8	12,7	15,3	12,7	89,5
Lessive	1,9	3,7	2,8	3,4	1,7	13,7	2,4	29,6
Vaisselle	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	28,5
Quantité (l/hab.)	22,8	22,5	25,6	22,3	22,5	37,2	23,3	176,1

On a une quantité des effluents à collecter de 176,1 l/semaine/hab.

Quantité moyenne journalière :

Avant d'obtenir la quantité moyenne par jour, on détermine la quantité moyenne de chaque activité effectuée quotidiennement, on a :

- La quantité moyenne journalière pour la cuisson q_c :

$$\text{A.N : } q_c = \frac{28,7}{7} = 4,11 \text{ l / j / hab.}$$

- la quantité moyenne journalière pour la toilette q_t :

$$\text{A.N : } q_t = \frac{89,5}{7} = 12,81 \text{ l / j / hab.}$$

- la quantité moyenne journalière pour la lessive q_l :

$$\text{A.N : } q_l = \frac{29,6}{7} = 4,21 \text{ l / j / hab.}$$

- la quantité moyenne journalière pour la vaisselle q_v :

$$\text{A.N : } q_v = \frac{28,5}{7} = 4,11 \text{ l / j / hab.}$$

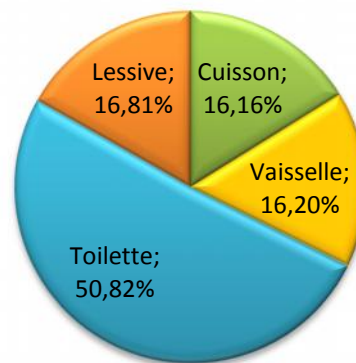


Figure 7 : La répartition des eaux usées journalières

La quantité moyenne journalière des eaux usées domestiques et eaux grises est la somme de toute les quantités journalières moyenne des activités concernées. On obtient :

$$Q_{moyenne} = q_C + q_t + q_l + q_v$$

AN: $Q_{moyenne} = 4,1 + 12,8 + 4,2 + 4,1 = 25,2 \text{ l / j / hab.}$

$$Q_{moyenne} = 25,2 \text{ l / j / hab.} \quad (2)$$

La quantité moyenne journalière des eaux usées domestiques et eaux grises à collecter par habitant est estimé à **25,2 l/j/hab.**

Les effluents fermiers

Ce sont les eaux utilisés pour les lavages fermes et les lavages animaux. Les lavages animaux concernent uniquement le lavage des porcs. Pour cela, les lavages fermes interviennent à l'activité journalière du propriétaire. Cette tâche doit être faite quotidiennement. Tandis que les lavages animaux ne sont effectués qu'une fois par semaine.

Selon l'enquête, on a 27 fermes pour 403 animaux dont : 273 porcs, 128 volailles, et 2 bœufs. La majorité de ces fermes sont des fermes pour les porcs.

On détermine de la manière suivante la quantité journalière de l'effluent par unité de porcs. Comme les lavages animaux se fait par semaine et la quantité d'eau est faible, on additionne ces quantités avec les quantités du lavage ferme et on obtient une seul quantité pour les effluents fermiers. On a :

$$Q_{1moyenne} = \frac{q_{ferme} + q_{Ax}}{7 \cdot T}$$



Avec :

Q_1 : quantité individuelle à collecter par jour

Q_{ferme} : quantité des effluents au lavage ferme.

Q_{Ax} : quantité des effluents au lavage animaux

D'où:

$$AN: Q_{1moyenne} = \frac{8165 + 420}{7 \times 273} = 4,5 l / j / porc.$$

$$Q_{1moyenne} = 4,5 l / j / porc. \quad (3)$$

On estime donc que la quantité moyenne journalière des eaux utilisées pour les lavages ferme et lavage animaux est de **4,5 l/j/porc**.

III.3.2.4.d. L'évaluation quantitative des déchets fermiers

Les déchets fermiers sont constitués en générale par des fumiers et des purins produits par les animaux de la ferme. On estime ces déchets suivants les résultats obtenus par l'enquête accompli, et on a le résultat suivant :

- Le nombre des porcs enquêtés est de **273 porcs**. Pour une quantité totale de **805,84 l** d'excréments de porc environ.

On estime que la quantité de déjection produit par porcs est de :

$$Q_{2moyenne} = \frac{\text{quantité total de l'excrément}}{\text{Nbr des porcs enquêté}}$$

$$AN: Q_{2moyenne} = \frac{805,84}{273} = 2,95 l / porc$$

$$Q_{2moyenne} = 2,95 l / porc \quad (4)$$

La production des effluents fermiers de la ville d'Imerintsiatosika est évalué à **2.95 l/ porc**.

Cette quantité est le résultat obtenu d'après enquête, et ne concerne que les excréments porcins. Elles sont composées en générales de lisier. Pour cela, on représente dans le tableau ci-dessous la quantité d'excrément d'animaux en comparant avec les données source de l'internet.

**Tableau 18 : Comparaison des données sur la production fumier**

	Enquête	Source
	Fumier (l/j)	
Poulets	0.17	0,19
Canards	0.17	0,19
Oies	0.22	0,25
Dindons	0.22	0,25
Bœufs	0.00	5 à 30
Porcs	2.95	4,2 à 17,5

Source : Les livrets de l'agriculture N°2 – La gestion des effluents d'élevages – Bernard Toussaint et Daniel Dehareng. et enquête.

Le tableau ci-dessus nous montre que les résultats d'enquête concernant les volailles se rapprochent de ce qui est indiqué dans les livrets de l'agriculture N°2. Par contre, pour les porcins, il y a un grand décalage au niveau de la valeur obtenue et celle dans les livrets de l'agriculture N°2. On présume alors qu'il s'agit de porcs à l'engrais et de truies en production, tandis que l'enquête ne concerne que la moyenne de la production de fumier.

Pour le calcul de la quantité des lisiers des bovidés, on prend la valeur indiquée dans les livrets de l'agriculture N°2 et en ne considérant que les vaches allaitantes et les veaux. Car pour les bœufs, on n'a pas pu obtenir des valeurs durant l'enquête, du fait que les bœufs sont rarement en enclos. Ils sont en expansifs ou utilisés pour le transport des charrettes ou pour les travaux des champs.

Il est à noter que les quantités de lisier obtenu s'élèvent à **0,8 fois** des quantités des fumiers produits d'après le même ouvrage.

III.3.2.5. Les quantités totales des effluents et déchets

On connaît tous les paramètres généraux qui concernent notre étude, à savoir :

- Le nombre de population intervenant, qui est **25 344 habitants**.
- Le nombre d'animaux, qui est représenté dans le **Tableau 8**.
- Les eaux usées et eaux grises à collecter journalièrement, environ **25,2 l/j/hab**.
- Les effluents fermiers, y compris les lisiers porcins, estimé à **7,44 l/j/porc**.
- les ordures ménagères, évaluées à **0,40 kg/j/hab**. en moyenne.
- les lisiers bovins, estimés à **10,4 l/j/bœuf**.



Les quantités totales à collecter pour chacun des paramètres, sont les suivantes :

- Pour les eaux usées ménagers et eaux grises, on a :

$$Q_{total} = 25\,344 \times 25,2 = 637\,602,5 \text{ l/j} \quad (5)$$

- Pour les ordures ménagères et communales, on a :

$$Q'_{total} = 25\,344 \times 0,4 = 9\,975,80 \text{ kg/j} \quad (6)$$

- Pour les effluents fermiers (lavages fermes et lavages animaux) :

$$Q_{1total} = 3\,178 \times 4,5 = 14\,301 \text{ l/j} \quad (7)$$

- Pour l'excrément des animaux :

- porcs :

$$Q'_{2total} = 3\,178 \times 2,95 = 9\,375,1 \text{ l/j} \quad (8)$$

- bœufs :

$$Q''_{2total} = 260 \times 10,4 = 2\,704 \text{ l/j} \quad (9)$$

Remarque

On a estimé dans ce chapitre tous les paramètres qui interviennent dans notre système. On observe une forte dominance au niveau des eaux usées domestiques de la ville. Pour arriver à notre besoin, qui est d'assurer un système de collecte pour ces effluents et ces déchets. Pour cela, une étude d'évacuation doit se faire en tenant compte de ces paramètres.

En tout cas, toutes les valeurs interviendront dans le dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville.

Chapitre IV. LA GESTION DES DECHETS MENAGERES et DECHETS COMMUNAUX

Dans ce chapitre, on étudie la technique de mise en œuvre pour assurer un bon système de collecte de gestion des déchets générés par la ville d'Imerintsiatosika.



Figure 8 : *Vue aérien de la zone d'étude.*

La gestion des déchets repose sur un théorème, « les déchets doivent être éliminés le plus tôt possible du lieu de production, c'est-à-dire des ménages, des quartiers, de la ville ».

Dans ce cas, il faut évacuer environ 10 T d'ordure par jour en moyenne durant le projet qui est de 15 ans avenir.

IV.1. Le bilan de la gestion des déchets

Le cycle de vie des déchets urbains est souvent schématisé par la succession des cinq (5) phases ci-dessous :

- La production de déchets
- Le tri et la collecte ;
- La valorisation par le recyclage ;
- Le traitement de la fraction non valorisable ;
- Et l'élimination finale dans un site aménagé.

C'est le cas dans les pays industrialisés qui ont mis en place les structures d'organisation, les équipements, la gestion financière et la réglementation nécessaire.



Dans les P.V.D, l'élimination des déchets se limite souvent à la collecte primaire assurée par les habitants eux-mêmes. La collecte secondaire, généralement sous la responsabilité des services techniques des communes, est mal assurée à cause des manques de matériels adaptés et opérationnels.

Alors, il faudra essayer de mettre en place une structure organisée, avec des équipements vitaux, et une réglementation nécessaire pour assurer le bon fonctionnement de la gestion de collecte, conformément au schéma ci-dessous.

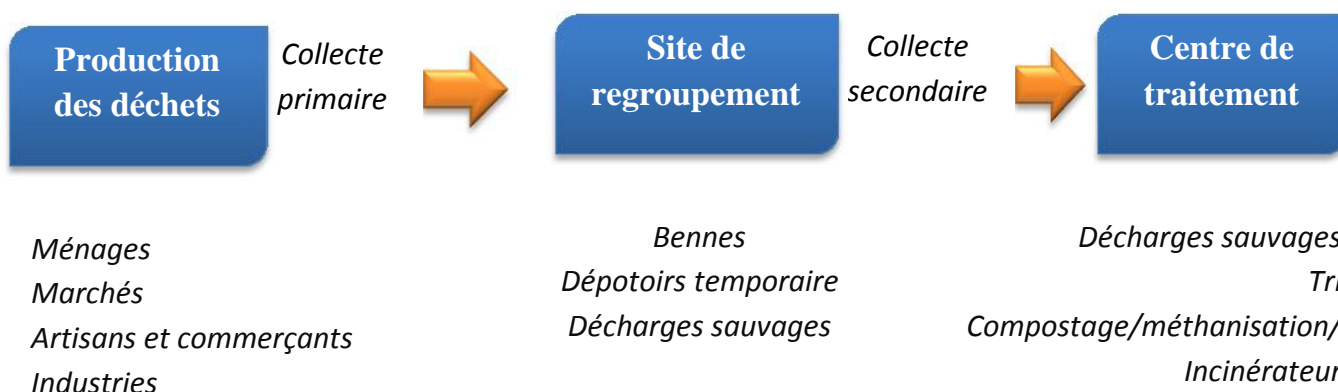


Figure 9: Schéma globale de la gestion des déchets communs

IV.2. Le fonctionnement de la gestion des déchets.

IV.2.1. La collecte.

C'est la première étape et la partie la plus importante dans la gestion des déchets. L'optimisation de cette étape entraîne une grande influence à la mise en œuvre d'assurer la bonne gestion des déchets de la ville. Il existe deux (2) types de pré-collecte possible.

Pré-collecte par apport volontaire

Il s'agit de l'acheminement des déchets par la population elle-même, à l'aide de sacs en plastique, des seaux, d'une brouette ou autre concernant vers un centre de transit situé à une distance maximale de 200 m des habitations car cette distance est souvent parcourue par les enfants et femmes. Ce type de pré-collecte est mis en place lorsque certaines conditions sont réunies, telles que :

- La disponibilité de superficie pour l'implantation d'un dépotoir intermédiaire,
- Une voie permettant l'accès des camions au dépotoir intermédiaire,
- Un centre de transit situé au maximum à 200 m des habitations concernées par cet espace.

Pré-collecte en porte à porte

Cette activité est effectuée le plus souvent par des jeunes gens qui n'avaient pas d'emploi auparavant ; on note qu'il s'agit de jeunes personnes car le travail est difficile. En effet, les conditions d'hygiène sont déplorable alors que les charges à transporter sont importantes et parfois sur des distances longues compte tenu du mode de traction.



Dans ces deux types de collecte, il est indispensable d'installer plusieurs dépotoirs intermédiaires autour de la ville.

IV.2.2. Le dépotoir intermédiaire

Le dépotoir intermédiaire est destiné au regroupement des ordures de la ville pour une durée n'excédant pas 3 jours avant leur chargement vers le dépotoir final pour que les odeurs ne se rependent pas.

Pour Imerintsiatosika, On doit installer sept (7) dépotoirs fixes communaux aux alentours de la ville dont : un (1) pour chacun des Fokontany suivants : Mamoladahy ; Miakadaza ; et Antanambao, et deux (2) pour le Fokontany Tsenakely et Tsarafaritra. Avec une dimension de 2,50 x 2 x 1,50 m pour chaque bac à ordures, qui a une capacité environ 7,5 m³ d'ordures communal chacun.

IV.2.3. Périodicité

Le transport se fait selon le moyen habituel de la commune (transport par camion benne) dont le chargement se fait manuellement à l'aide des pelles et des fourches.

La fréquence de collecte ; quant à elle est régie par le volume de déchets produits, mais aussi par le type de service (commercial, hôtelier, sanitaire ou résidentiel) et la période (fête ou normale). Vu la quantité des ordures à collecter, la commune doit effectuer le chargement périodiquement, dont l'appréciation possible de la distribution est comme suit.

Tableau 19 : Planning d'affectation et de programmation des véhicules de collecte

OPTION	Fréquence de collecte	Quantité maximal à ramasser	Véhicules à affecter		Voyage effectué	Personnel	Temps d'occupation de l'activité
			C.B 5T	C.B 7T			
A	Quotidien	10 T	01	0	02	07	180
B	1jours/2	20 T	0	02	03	14	270
C	1jours/2	20 T	02	0	04	14	180
D	1jours/3	30 T	02	0	06	14	270
E	1jours/3	30 T	01	01	05	14	270

C.B 5T : Camion Benne supporte une charge de 5T

C.B 7T : Camion Benne supporte une charge de 7T

En supposant que le temps mis pour effectuer pour le chargement et le déchargement dans le site de décharge est de 90 min ; on constate que l'option « C » est la plus avantageuse parmi les options proposés, c'est l'utilisation de deux C.B 5T et d'employer 14 personnel.

IV.2.4. Le coût du transport

Le coût du transport de ces ordures est évalué à Ar 130 000 par jour du transport, dont la répartition est comme suit :

- **Carburant du véhicule** : évaluer à Ar 70 000 par jour.
- **Estimation salarial des personnels** : Ar 60 000 par jour.

IV.2.5. La mise en décharge finale

C'est le lieu où l'on se débarrasse, dépose ou jette des ordures.



La décharge habituelle de la commune est une décharge publique qui se trouve environ 10 km hors de la ville.

IV.2.6. Les impacts de la décharge sur le milieu naturel

Effectivement La mise en décharge des ordures a des impacts sur le milieu naturel comme :

- La pollution de la nappe phréatique du lieu par infiltration de certains déchets, singulièrement les déchets liquides, la plupart l'infiltration de l'eau de pluie.
- La pollution de l'air par les fumées d'incinération et poussière qui anéantissent la végétation environnante.
- Les odeurs nauséabondes rendent irrespirable l'air sur plusieurs kilomètres.
- L'éparpillement des déchets légers sous l'effet du vent ou tout simplement du fait de l'indiscipline de certains chauffeurs de benne qui n'hésitent pas à déverser leur chargement le long des routes avant même d'accéder à la décharge.
- Les mouches et les moustiques qui prolifèrent surtout en saison des pluies, constituent une cause de morbidité pour les villageois.

Des mesures sont à prévoir pour atténuer ces impacts. Ce serait la phase finale de la gestion des déchets.



IV.3. Organigramme d'un système de gestion et valorisation des déchets

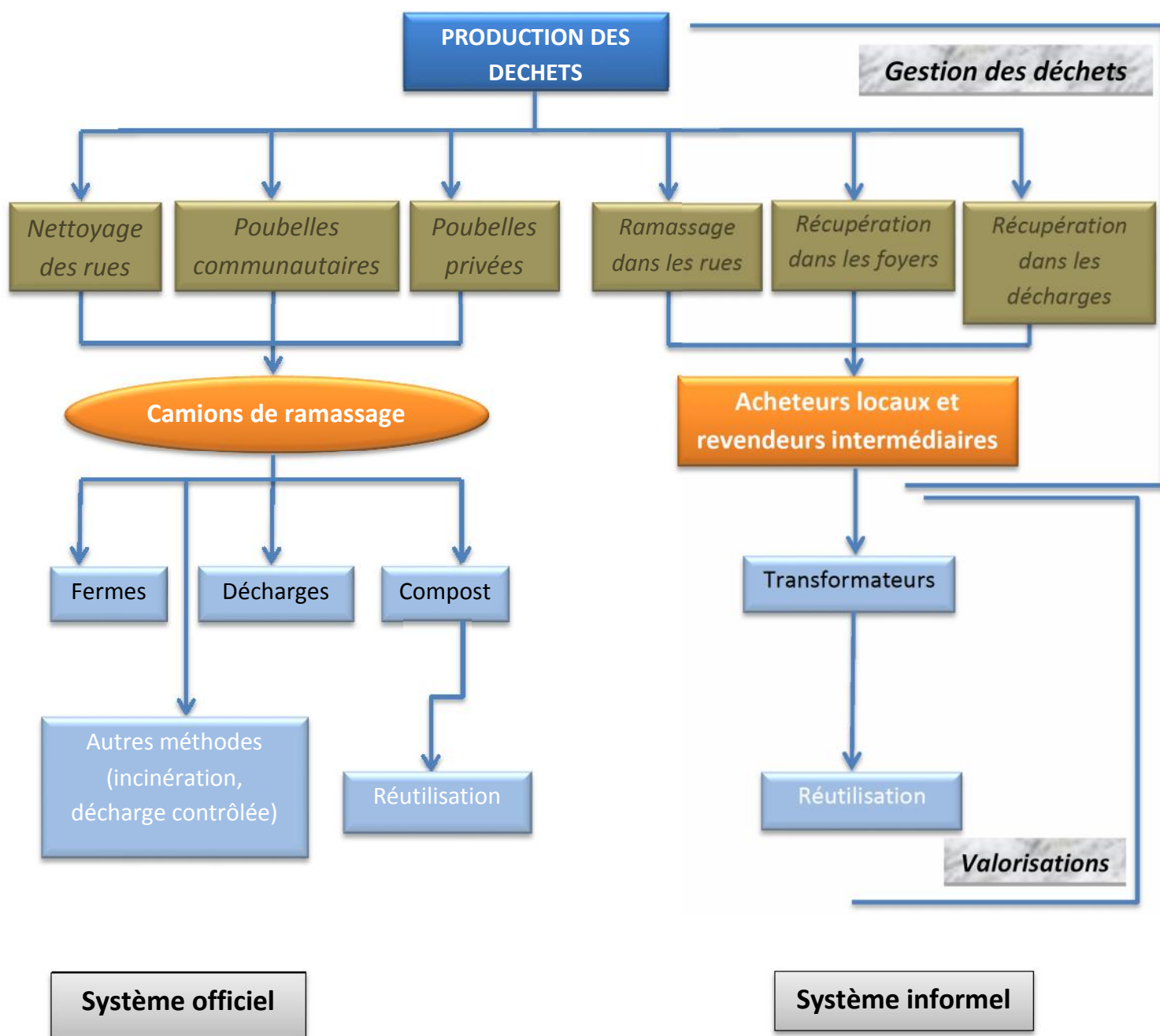


Figure 10 : Organigramme de la gestion des déchets



Chapitre V. DIMENSIONNEMENTS DES CONDUITES

V.1. Notion des réseaux

On rappelle que les conditions à remplir pour le transport des eaux de pluie et des eaux usées sont, les suivantes :

- Eviter les dépôts en réalisant au maximum les conditions d'autocurage.
- Eviter les fermentations en assurant une bonne ventilation des ouvrages.
- Assurer le traitement approprié pour les eaux usées.
- Les lieux de rejet normaux des eaux, sont :
 - Les rivières et les ruisseaux
 - Les lacs et les étangs
 - La mer
 - La surface du sol

V.1.1. Définition

Il existe trois (3) principaux système de réseau :

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo-séparatif

V.1.2. Le système unitaire

Toutes les eaux sont recueillies dans un réseau unique de collecte. En général, il n'y a qu'un seul branchement pour le système unitaire. L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau

V.1.3. Le système séparatif

Un système de réseau est dit séparatif, il comporte les canalisations séparées pour les eaux usées et les eaux pluviales (eaux de ruissellements).

Il consiste donc à réserver un réseau d'évacuation des eaux usées domestiques ⁽⁵⁾ et sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

V.1.3.a. Les réseaux pluviaux

Les eaux pluviales sont rejetées directement dans un cours d'eau sans passer par une station de traitement ou d'épuration. Le réseau est prévu pour absorber les pointes de ruissellement ; il est aussi conçu pour déverser son effluent dans le cours d'eau le plus proche en suivant les lignes de plus grande pente.

V.1.3.b. Les Réseaux eaux usées

Sous certaine condition, certains effluents industriels peuvent être introduits dans le réseau d'eau usée.

(5) les eaux usées domestiques comprennent les eaux-vannes et les eaux ménagères



Le réseau eaux usées présente comme particularité d'avoir une assez grande régularité du débit.

V.1.4. Le schéma du réseau

Le choix du schéma du réseau adopté dépend des divers paramètres dont les principaux sont :

- Topographie du terrain.
- Répartition géographique des habitations à desservir.
- Choix de l'exutoire
- Emplacement de la station d'épuration.
- Implantation des canalisations.
- Condition de rejet.

Le fonctionnement d'un système séparatif

La collecte des eaux usées se fait par gravité ; toute conduite chargée de desservir un bassin donné doit pouvoir capter les eaux qui lui sont destinées. L'idéal serait de réussir un écoulement gravitaire jusqu'à la station d'épuration.

Les pentes suffisantes entraînent des vitesses admissibles et donc de bonnes conditions d'autocurage des canalisations, ce qui permet d'éviter des dépôts importants dans les conduites. Un réseau est dimensionné de façon à avoir une capacité hydraulique suffisante pour véhiculer les débits de pointe. En outre le réseau doit être parfaitement étanche aux points de raccordement et surtout au niveau des regards pour éviter l'introduction des eaux pluviales ou souterraines dans les canalisations.

Les vitesses d'écoulements ne doivent pas être faibles pour éviter la déposition de matières ni excessives pour éviter toute atteinte à la résistance des conduites.

V.2. Tracé du nouveau réseau

Comme explicité précédemment dans la phase état des lieux de la partie II, le réseau actuel est sujet à dysfonctionnements multiple et presque inexistant pour les évacuations des eaux usées même si le système est unitaire. La conception de nouveau réseau en système séparatif est indispensable et adéquate à notre besoin pour pouvoir les traiter.

Le tracé de ce nouveau réseau est obtenu à partir du levé topographique effectué sur terrain, en ajustant avec le plan aérien de la *Google map* (Cf. **Annexe XIII ; pages 107**).

D'après les données topographiques lors de levé topo du terrain, on a regroupé les résultats sous forme tableau dans l'annexe (Cf. **Annexe X ; pages 99**), sous coordonnées Laborde Madagascar. On constate que l'altitude z du terrain varie entre 1 241,370 m et 1 275,960 m, ce qui représente un dénivelé de $1\ 275,960 - 1\ 241,370 = 34,6$ m environ entre le point le plus haut et le point le plus bas de la zone d'étude.

La représentation du plan du terrain (vue aérien) par *Google map* nous a permis de généraliser le tracé du réseau .



V.3. Elaboration du Modèle Numérique du Terrain (MNT)

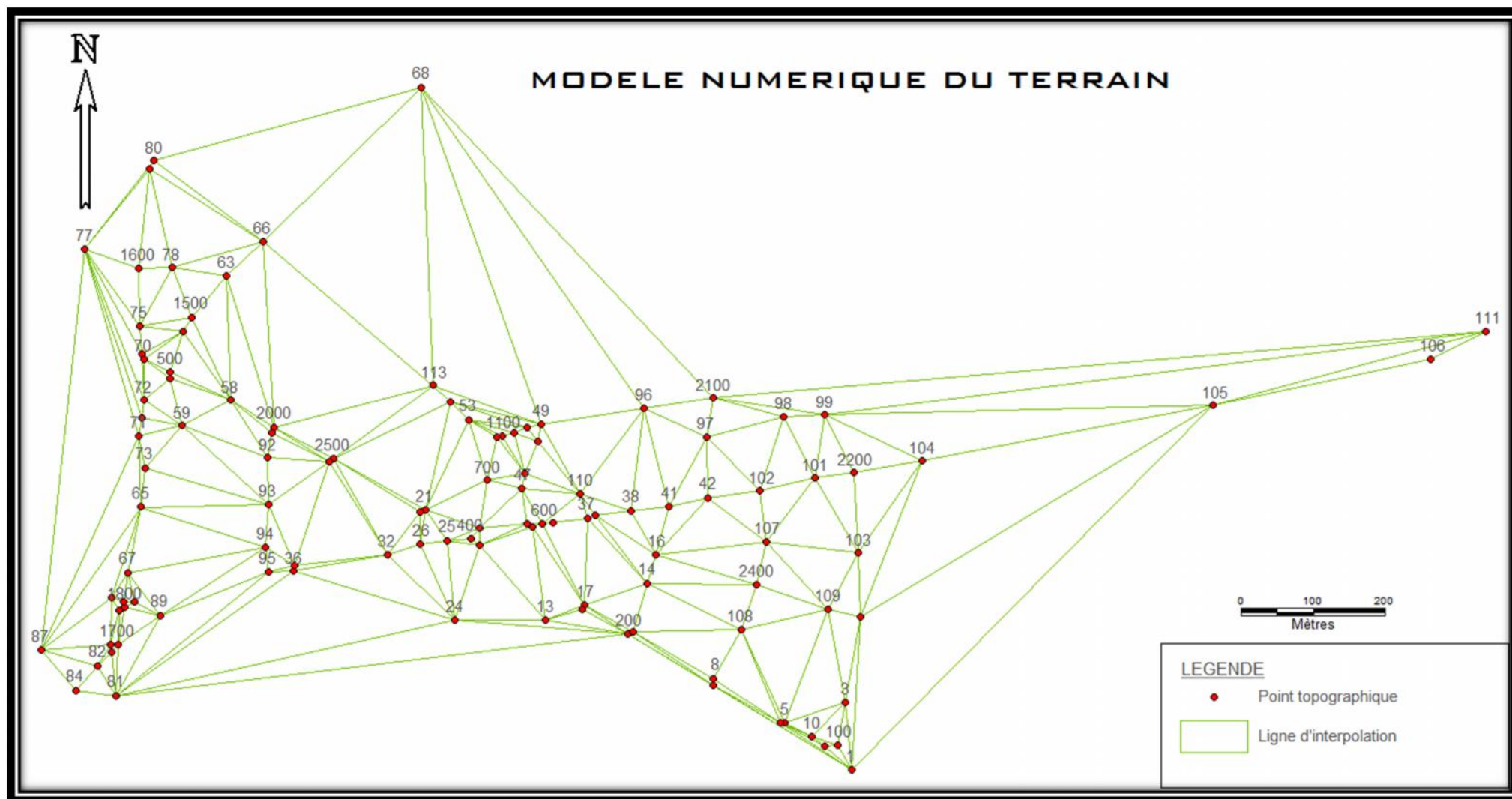
Le MNT permet d'avoir une représentation en 3D de la zone d'étude, autrement dit par le principe de l'interpolation, nous pouvons avoir les coordonnées de chaque point du terrain.

La précision est naturellement plus grande que le nombre de points connus est important.

Une centaine de points est connue en altitude sur le terrain par le principe de nivellement. En s'appuyant sur le plan Autocad où sont représentés les regards du réseau, nous avons effectué les lectures des coordonnées X et Y dans le repère local (Plan Autocad) de tous ces points. Les coordonnées de ces points sont représentées dans l'Annexe.

Notons que le fait qu'un repère local soit choisi pour l'élaboration du MNT n'entrave en rien la fiabilité de l'étude.

Avec le logiciel Covadis nous avons eu à générer le Modèle Numérique du Terrain à étudier, représenté dans la figure ci-dessous.



Source : Covadis 2007 et MapInfo

Figure 11 : MNT de la zone étudiée.



V.4. RESEAU D'EAU PLUVIAL

V.4.1 Principe de calcul

- Tous les calculs sont effectués à partir de la méthode rationnelle, définie par $Q = C \cdot i \cdot A$
- Les canalisations sont des dalots en maçonnerie de moellon de section rectangulaire.
- Les pentes des collecteurs à prendre sont les mêmes que les pentes du terrain naturelle si elles sont suffisantes pour éviter un creusement de fouille importante.

V.4.2 Contrainte de calage de réseaux d'eau pluvial

Généralement, les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont donc :

- La section minimum est de 0,40 x 0,40 m pour éviter les risques d'obstruction
- La pente minimum des réseaux est $I : 0,3\%$
- La vitesse maximale sera de 4 m/s, il est donc important de vérifier la vitesse d'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer

V.4.3 Condition d'autocurage :

Comme le réseau d'évacuation est en maçonnerie de moellon et comme on est en présence d'un système séparatif, la condition d'autocurage d'eau pluviale n'est pas exigée.

V.4.4 Conception

V.4.4.a. Calcul de débit de pointe

Le débit de pointe des canalisations dans chaque tronçon est obtenu à partir de la formule précédente (méthode rationnelle).

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont, les suivantes :

- On suppose que l'intensité de l'averse i en mm/h est uniforme dans toutes les surfaces à drainer. Dans ce cas, le débit de pointe de chaque tronçon dépend de la surface partielle desservie par le tronçon.
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s est une fraction du débit précipité $i.A$.
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

On a :
$$Q_p = K_1 \cdot C \cdot i \cdot A$$

Avec : Q_p : débit de pointe en m^3/s

K_1 : Coefficient d'homogénéité se rapportant aux unités $K_1 = 0,167$

C : coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C < 1$ $C=0,5$ (zone d'habitation moins dense).

i : intensité en mm/h.

A : superficie du bassin desservie en hectares (ha).

On obtient alors le débit de pointe Q_p de chaque tronçon pour chaque sous bassin donnée.



Comme les pentes des collecteurs sont les mêmes que les pentes du terrain naturel ; et comme on a déjà identifié l'exutoire de ces eaux (Cf. **Chapitre III-3.1.3**). On a divisé la zone d'étude en quatre zones selon l'exutoire, dont :

- La zone A prend comme exutoire le point 2500.
- La zone B sur le point 49.
- La zone C sur le point 106.
- La zone D sur le point 100.

La représentation des surfaces partielles desservies par chaque tronçon est présentée à l'annexe (Cf. **Annexe XIV ; pages 108**)

V.4.4.b. La pente de la conduite

Puisque l'écoulement est à surface libre et l'ouvrage est superficiel, on prend la pente du terrain naturel pour éviter les creusements profonds si ce dernier vérifie les différentes conditions. Dans le cas contraire, on fait un ajustement de la pente. La pente est obtenue à partir du rapport entre la dénivellation et la distance de deux points.

V.4.4.c. Détermination de la section d'ouvrage

L'ouvrage est en dalots à section carrée de dimension L x H (L=H).

Connaissant le débit à évacuer et la pente I de chaque tronçon ; on détermine la section de l'ouvrage à partir de l'abaque « calcul des sections Eaux Pluvial, Formule de Bazin ». (Cf. **Annexe XXV ; pages 129**)

V.4.4.d. Le rayon hydraulique R

Le rayon hydraulique R est obtenu à partir de la formule du débit, qui est défini par :

$$Q = 60.R^{(3/4)}.I^{(1/2)}.S$$

Avec : Q : le débit à évacuer (m³/s)

R : le rayon hydraulique (m)

I : la pente de la conduite (m.p.m)

S : la section de l'ouvrage (m²)

$$\text{D'où le rayon hydraulique R est : } R = \left(\frac{Q}{60.I^{(1/2)}.S} \right)^{(4/3)}$$

V.4.4.e. La profondeur d'eau h

La profondeur d'eau h est la profondeur hydraulique dans la conduite, qui dépende à la section mouillée S_m et au périmètre mouillé P_m du canal.

$$\text{Tel que : } R = \frac{S_m}{P_m} \text{ avec } S_m = L.h \text{ et } P_m = L + 2h$$

$$\text{On obtient: } h = \frac{R.L}{L - 2R}$$

Où : h : profondeur hydraulique (m)



L : la largeur de la conduite (m)

R : le rayon hydraulique (m)

V.4.4.f. La vitesse moyenne V

La vitesse moyenne V de l'écoulement est égale à $V = 60.R^{(3/4)}.I^{(1/2)}$

L'extrait des résultats est représenté par le tableau suivant. (Cf. Annexe XVIII ; pages 114)

Tableau 20 : Extrait des dimensionnements des réseaux d'eaux pluviales

Tronçon	Coté	Pente admise	Débit à évacuer (m3/s)	Dimension (Formule de Bazin)		Section S (m²)	Rayon Hydraulique R (m)	Tirant d'eau h(m)	Vitesse moyenne V (m/s)
				L (m)	H (m)				
400-2500	G	0,0050	0,136	0,40	0,40	0,16	0,117	0,28	0,85
	D	0,0030	0,109	0,40	0,40	0,16	0,123	0,32	0,68
51-53	G	0,0150	0,000	-	-	-	-	-	-
	D	0,0030	0,024	0,40	0,40	0,16	0,016	0,02	0,15
53-113	G	0,0030	0,051	0,40	0,40	0,16	0,045	0,06	0,32
	D	0,0030	0,111	0,40	0,40	0,16	0,125	0,34	0,69
21-53	G	0,0030	0,062	0,40	0,40	0,16	0,058	0,08	0,39
	D	0,0035	0,112	0,40	0,40	0,16	0,115	0,27	0,70
113-2500	G	0,0150	0,235	0,40	0,40	0,16	0,117	0,28	1,47
	D	0,0150	0,000	-	-	-	-	-	-
2500 (Exutoire)		-	0,481			0	-	-	-
						0	-	-	-
51-49	G	0,0030	0,046	0,40	0,40	0,16	0,039	0,05	0,29
	D	0,0070	0,163	0,40	0,40	0,16	0,119	0,29	1,02
400-51	G	0,0030	0,100	0,40	0,40	0,16	0,110	0,24	0,63
	D	0,0030	0,062	0,40	0,40	0,16	0,058	0,08	0,39
900-49	G	0,0030	0,081	0,40	0,40	0,16	0,083	0,14	0,51
	D	0,0030	0,055	0,40	0,40	0,16	0,050	0,07	0,35
900-110	G	0,0030	0,041	0,40	0,40	0,16	0,033	0,04	0,26
	D	0,0008	0,000	-	0,40	-	-	-	-
400-900	G	0,0030	0,023	0,40	0,40	0,16	0,016	0,02	0,15
	D	0,0014	0,000	-	0,40	-	-	-	-
110-49	G	0,0030	0,079	0,40	0,40	0,16	0,081	0,13	0,50
	D	0,0030	0,079	0,40	0,40	0,16	0,079	0,13	0,49
49(Exutoire)		-	0,503	-	-	-	-	-	-
				-	-	-	-	-	-

V.4.4.g. Les caractéristiques en pleine section

Pour la détermination des caractéristiques en pleine section, on a utilisé l'abaque des variations des débits à pleine section **Qps** et vitesse à pleine **Vps** en fonction du remplissage des dalots. (Cf. Annexe XXVI ; pages 131)

V.4.4.h. Récapitulation

Au total, on a environ 9 765 m de canalisation en maçonnerie de moellon pour améliorer l'assainissement de la ville dont :

- 1845 m canalisation de dimension 0,80 x 0,80 m
- 136 m canalisation de dimension 0,60 x 0,60 m
- 525 m canalisation de dimension 0,50 x 0,50 m
- 7 258 m pour les canalisations de dimension 0,40 x 0,40 m

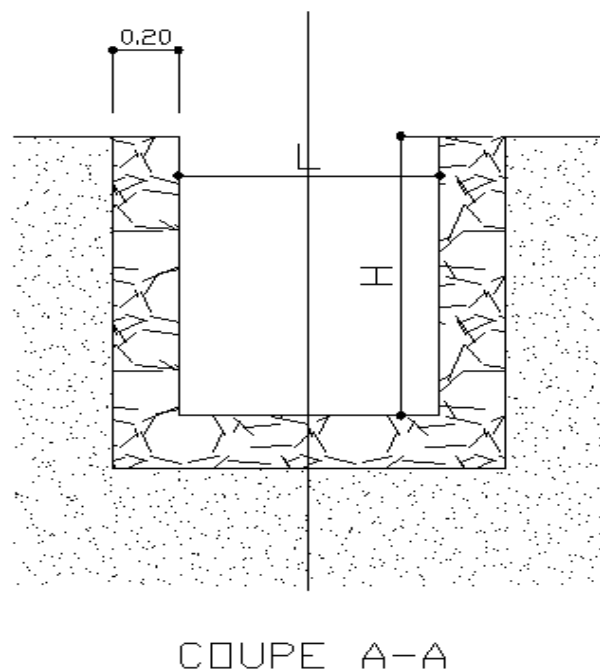
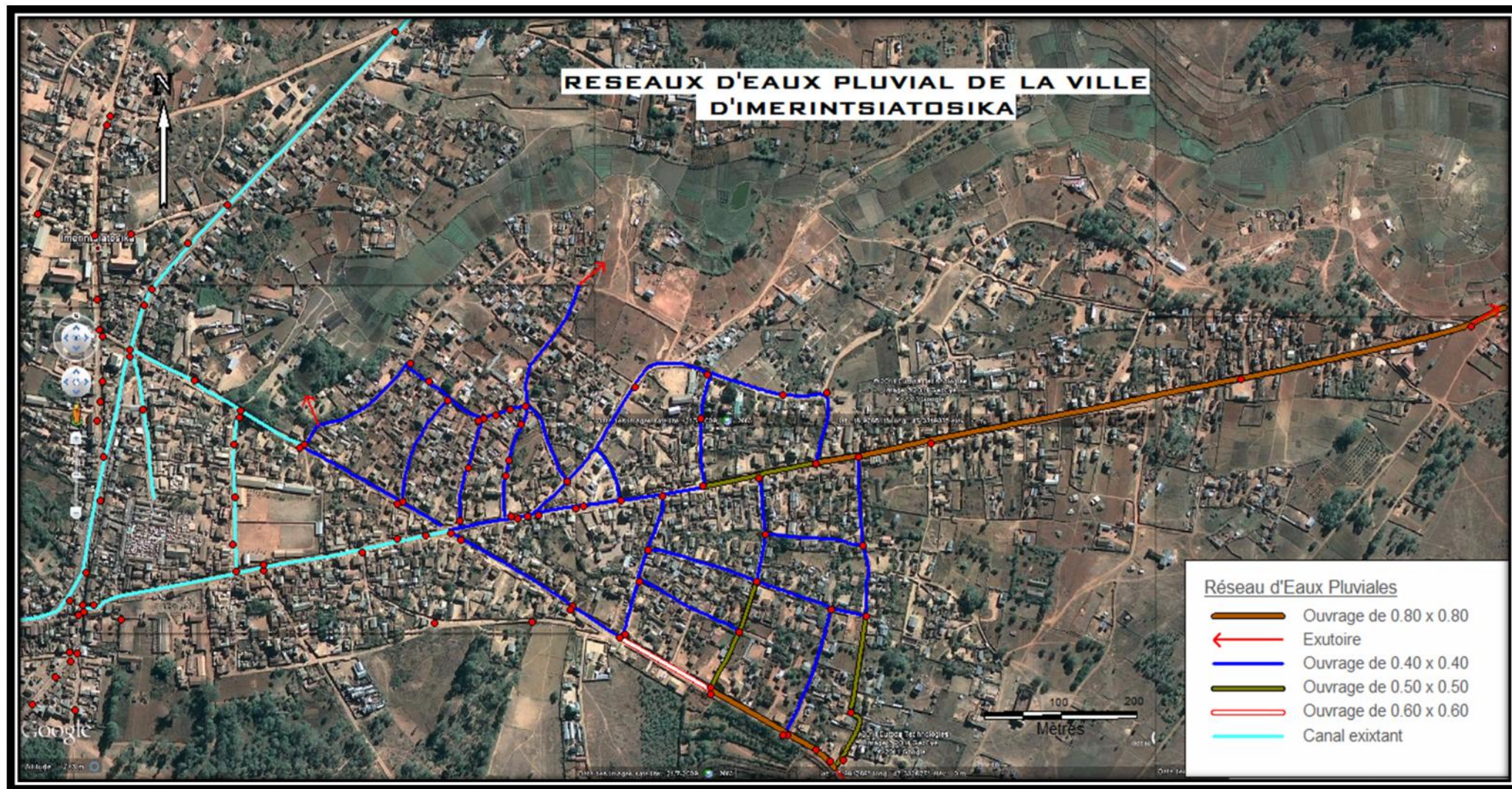


Figure 12 : Coupe transversale de l'ouvrage pluvial.

Dans le calculs de dimensionnement de certain tronçon, on a trouvé des dimensions inférieure à 0.40 x 0.40 m. Pour ces tronçons, on a adopté la dimension 0.40 x 0.40 m pour la dimension minimal.

V.4.4.i. Les regards de visite

Le réseau d'évacuation d'eaux pluviales de la zone d'étude est entièrement en maçonnerie de moellon, c'est un écoulement superficiel donc il n'est pas nécessaire d'installer des ouvrages de visite, mais des entretiens doivent être faits périodiquement.



Source : MapInfo

Figure 13 : Réseau d'assainissement d'eaux pluvial de la ville.



V.5. LES RESEAUX D'EAUX USEES.

V.5.1. Condition d'établissement de réseaux d'eaux usées.

Comme on est en présence d'un système séparatif, pour les eaux usées, on établit les conditions suivantes :

Les réseaux doivent être conçus pour réaliser au mieux les conditions d'autocurage. Sinon, à défaut de curage réguliers des canalisations, on sera contraint à avoir recours à des réservoirs de chasse. On évitera à cet effet de prendre des marges de sécurité trop importantes pour les débits d'avenir, entraînant des dimensions surabondantes des canalisations.

Les données de base pour le calcul des canalisations d'eaux usées sont essentiellement les valeurs des débits. Ces valeurs ne se limitent pas aux pointes d'avenir qui déterminent la capacité maximale d'évacuation ; d'une part, ces pointes d'avenir et d'autre part les minima pratiques correspondant aux débits moyens dans le présent.

En raison de la régularisation progressive des débits sur le parcours du réseau, c'est dans les portions amont que les conditions d'autocurage sont les plus délicates à réaliser. On est ainsi, conduit, dans ces portions, à rechercher des pentes de l'ordre de 0,4% à 0,5%, pour les canalisations élémentaires afin d'améliorer le régime des vitesses.

On notera, l'intérêt de raccorder les canalisations secondaires sur les canalisations principales, en ménageant une dénivellation des radiers telle qu'il ne s'établisse normalement aucun remous de ralentissement dans les premiers.

V.5.2. Conceptions des réseaux d'eaux usées.

La conception d'un réseau de collecte des eaux usées doit être telle qu'elle assure un fonctionnement régulier du système et n'exige que des travaux d'entretien. Le critère majeur à observer dans la disposition et la conception générale d'un tel réseau est celui de la vitesse d'écoulement. Pour tout égout, quel que soit sa taille, une pente minimale est requise en vue du maintien d'une vitesse minimale spécifiée lorsque l'égout débite à plein.

Pour être efficace le réseau d'égout doit répondre à certains objectifs :

- Etre suffisamment profond pour capter les eaux qui lui sont destinées
- Résister aux charges mortes (remblai) et vives (circulation)
- Avoir une capacité hydraulique suffisante pour véhiculer les débits de pointe anticipés.
- Avoir une pente suffisante de façon à éviter tout dépôt des solides
- Etre muni des infrastructures nécessaires pour assurer le captage, l'évacuation et l'entretien efficace du système.

L'évacuation des eaux usées se fait par gravité, c'est-à-dire que l'énergie provient de la différence d'élévation d'une conduite.

Le fonctionnement des réseaux d'égouts exige, outre les tuyauteries, dispositifs et accessoires dont les réservoirs de chasse et les regards de visite sont les plus nombreux.



V.5.3. Calcul des débits d'eaux usées

Les débits d'eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux correspondent essentiellement :

- Aux débits de pointes du futur qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.
- Aux débits minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'autocurage des canalisations, ainsi que des risques de dépôt.

V.5.4. Débits maximaux de futur

Théoriquement, pour le calcul des débits d'eaux usées, il faut se baser sur la consommation d'eau par habitant et par 24 h.

Cependant, il est à noter que l'eau consommée ne correspond pas en totalité à l'eau produite à cause des pertes sous diverses formes. En outre, l'eau consommée tant par les usagers que par les services publics ne parvient pas en totalité au réseau ; l'eau d'arrosage des jardins et plantations est vouée à l'infiltration dans le sol ou à l'évaporation dans l'atmosphère, l'eau de lavage des espaces publics est recueillie dans les ouvrages pluviaux ou dans les ouvrages unitaires grossissant le débit de temps sec.

Il est possible d'estimer le débit moyen journalier « Q_m » à considérer⁵ en un point du réseau, Il convient aussi de tenir compte du fait qu'à certaines périodes de la journée, la consommation d'eau peut être beaucoup plus forte que celle correspondant au débit moyen, on déterminera le coefficient de point « p » qui est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de cette même journée.

V.5.5. Le coefficient de pointe

Ce coefficient de pointe est largement influencé par la consommation, le nombre de raccordement et le temps d'écoulement dans le réseau qui dépend en particulier de sa longueur. Il décroît avec la consommation totale et avec le nombre des raccordements dont la répartition sur le parcours du réseau contribue à l'étalement de la pointe par la dispersion dans le temps.

Le coefficient de pointe ne devrait pas dépasser la valeur de 4 dans les têtes de réseaux pour les débits résultant d'une population groupée limitée à 400 habitants, in descendre au-dessous de la valeur limite de 1,5 dans les parties d'aval.

Dans la fourchette ainsi définie et compte tenu des considérations qui précèdent, le coefficient « p » varie sur le réseau selon une formule telle que :

- 1- Estimation moyenne : $p = 2,4$ (correspondant à la concentration de tout l'écoulement journalier sur 10 heures)
- 2- Estimation liée au point du réseau :
 - $p \# 3$ en fin de distribution (tête d'assainissement)
 - $p \# 2$ à l'opposé (consommateurs groupés)
- 3- estimation globale liée au débit moyen du réseau :

(5) : débit moyenne journalière (journée de plus forte consommation au cours des années à venir)



$$p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_m}}$$

Avec : p : coefficient de point sur la conduite considéré.

Q_m : débit moyen journalier exprimé en litres par seconde.

a et b : sont des valeurs prises respectivement égales à 1,5 et 2,5.

V.5.6. Débits moyens actuels

Le débit moyen s'obtiendra en supposant répartie sur vingt-quatre heures la valeur du rejet journalier ainsi évalué et la capacité d'autocurage des canalisations sera vérifiée sur la base de ce débit moyen et de l'évolution des circonstances de l'urbanisation.

V.5.7. Limitation de vitesse (Conditions d'autocurage)

Limite supérieure.

Pour les ouvrages de grande section, on recommande généralement d'éviter les vitesses supérieures à 1,20 m/s ; mais cette limitation, qui n'a pas un caractère impératif, est davantage dictée par des conditions économiques que physiques. En revanche, pour éviter l'érosion par les matières transportées, il est bon de ne jamais dépasser la vitesse de 4 m/s ; pourrait être tenté de profiter d'une pente parfois élevée pour diminuer la section et par suites le prix de l'ouvrages.

Limite inférieure: conditions d'autocurage.

Pour les ouvrages transportant des eaux usées, on cherche autant que possible à éviter le dépôt des matières solides transportées, ou à faciliter leur reprise lorsque le débit vient à augmenter ; les conditions correspondantes se traduisent par des limitations inférieures en vitesse moyenne d'écoulement, appelées *conditions d'autocurage*, car, lorsqu'elles sont respectées, on peut admettre que les débits les plus élevés dans l'égout suffiront à chasser les dépôts formés lors des faibles débits.

Ces conditions sont rapportées au débit maximal Q_{max} que pourrait transiter l'égout à pleine section ; elles se traduisent par :

- Vitesse supérieure à 0,60 m/s pour $Q = Q_{max} / 10$
- Vitesse supérieure à 0,30 m/s pour $Q = Q_{max} / 100$

Lorsqu'il n'est pas possible (ou trop onéreux) de respecter ces deux conditions, il est indispensable de prévoir des dispositions pour éviter l'engorgement de l'égout.



V.5.8. Perte de charge

Pour le calcul du dimensionnement des conduites, nous utiliserons les formules de l'hydraulique des écoulements à surface libre, en régime permanent et uniforme, car les sections et les pentes de ces conduites sont constantes.

Pour les canalisations d'eaux usées, on peut utiliser la formule de *Gauckler, Manning* et *Strickler*. Cette formule est un ajustement expérimental sous forme monôme, qui se traduit par :

$$u = K \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

Ce qui revient à mettre le coefficient de Chézy sous la forme

$$C = K \cdot R_H^{1/6}$$

Où le coefficient K ne dépend que la rugosité des parois utilisé pour la conduite de transport; le tableau suivant compare les valeurs dues à Gauckler d'une part, à Manning et Strickler d'autre part.

Tableau 21 : Comparaison des coefficients K de rugosité d'après Gauckler, Manning et Strickler.

Nature des parois	Valeur de K (en m ^{1/3} /s)	
	D'après Gauckler	D'après Manning et Strickler
Revêtement parfaitement lisse	-	102
Maçonnerie de pierre de taille, bon revêtement de béton	72 à 100	80 à 90
Béton brut de décoffrage	-	70 à 80
Bonne maçonnerie,	58 à 72	60 à 70
Parois maçonnerie, fond de terre	46 à 58	-
Rigoles en terre sans végétation, roche régularisée, sans revêtement	33 à 46	40
Rigoles en terre, avec herbe sur les talus, roche brute non revêtue	25 à 53	20 à 30

Source : **Jacques (B.)**. - Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, 1986, Editions eyrolles.

Pour notre projet, nous adoptons la valeur de K =70, correspond au béton brute de décoffrage.

On obtient donc : $V = 70 \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$

Et la capacité de débit de l'ouvrage $Q_C = V \cdot S = 70 \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$

Avec: Qc en m³/s
V en m/s
S en m²



V.5.9. Contraintes de calage des réseaux d'eau usée

Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires.

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont les suivantes:

- Diamètre minimum de **200 mm** pour éviter les risques d'obstruction
- Pente minimum : **0,005 m/m**

Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité

- Couverture minimale de la canalisation : **80 cm**

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- Regard de visite tous les **60 m** au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux. Distance standard : **50 m**
- Regard à chaque changement de pente ou de direction
- Vitesse maximum : **4 m/s** afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

V.5.10. Condition d'autocurage

1. A pleine ou à demi-section : $V \geq 0,70 \text{ m/s}$ ou à l'extrême rigueur **0,50 m/s** (*dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à 0,70 m/s*)
2. Pour une hauteur d'eau égale au 2/10 du \emptyset : $V \geq 0,30 \text{ m/s}$ (le rapport des vitesses étant égal à 0,6, on vérifiera que $0,6 \cdot V_{ps} \geq 0,3 \text{ m/s}$)
3. La hauteur d'eau doit être égale au moins 2/10 du \emptyset , assuré par le débit moyen actuel (*le rapport des débits étant égal à 0,12 ; on vérifiera que $Q_{moyen} \geq 0,12 Q$*)

Il y a lieu de vérifier si la canalisation qui a été calculé pour un max d'avenir satisfait à la condition d'autocurage dans la situation présente la pente minimum est de 3‰ à 5‰.

V.5.11. Choix du site de regroupement

Le choix du site de regroupement ou exutoire dépend principalement de la topographie de la zone d'étude, le fait que l'évacuation soit par gravitationnel et que les rejets après traitement soit versé dans le milieu naturel. On a choisie de placé le site de regroupement dans un terrain la plus basse altitude de la zone d'étude et loin des agglomérations pour éviter aussi les odeurs qui peuvent se produire.

Dans ce cas, on a choisi le site de regroupement de ces effluents sur les coordonné géographique suivants.

Coordonnée du site : **47°28'24.9" Est**

18°49'07.5" Sud



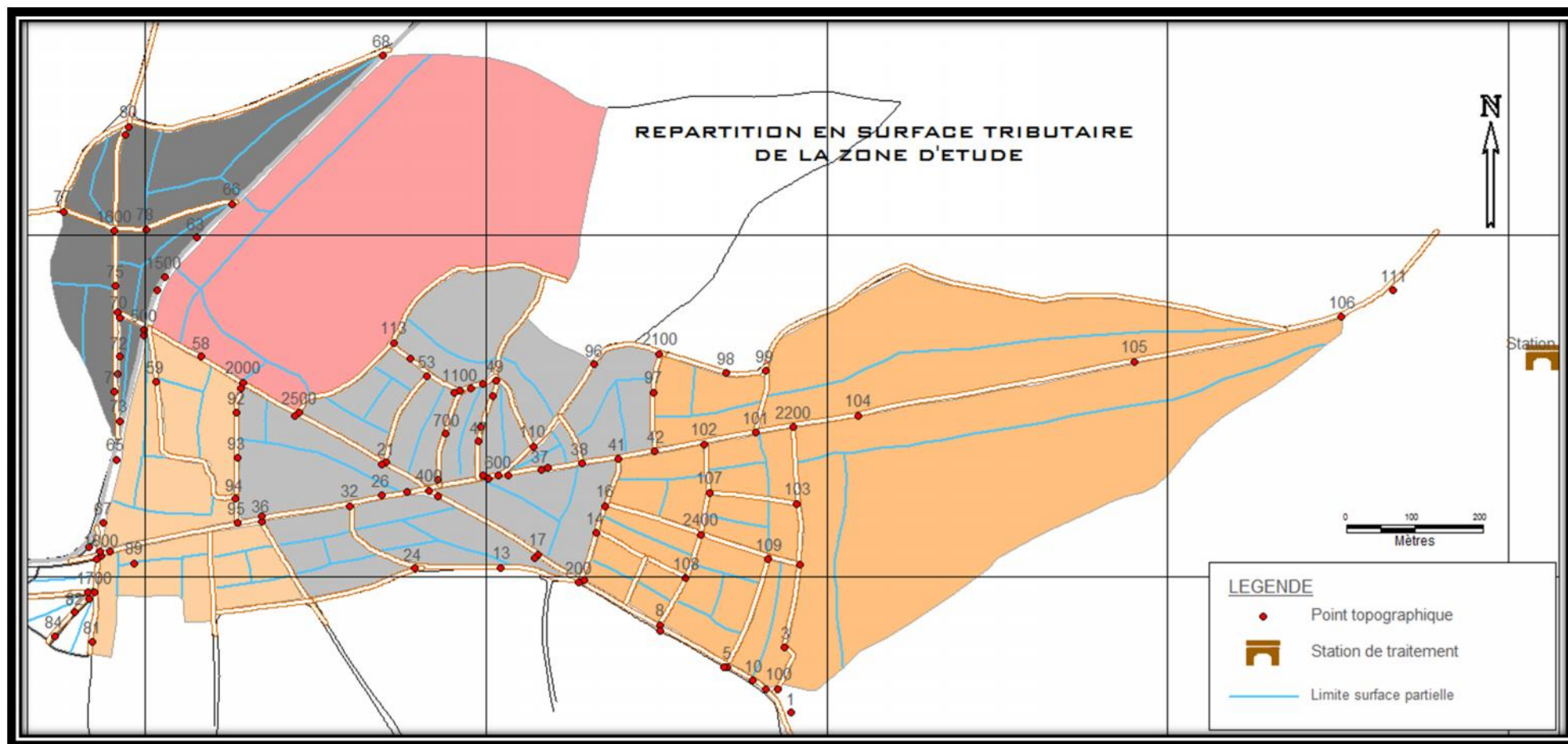
V.5.12. Délimitation en surfaces tributaires (sous bassin)

Le dimensionnement du réseau nécessite, entre autres, la connaissance des débits véhiculés par chaque tronçon. Pour cela il faut connaître l'aire effectivement desservie par chaque tronçon.

Nous allons évaluer les débits véhiculés par chaque tronçon du réseau, en considérant les quantités des eaux usées des concessions desservies par un tronçon donné. Cette méthode nécessite la connaissance des rejets de chaque concession ou de groupe d'habitations. Vu la complexité de cette opération, il est nécessaire de recourir à des valeurs moyennes des rejets.

Pour cela, le site est un bassin subdivisé en surfaces tributaires qui sont affectées aux différents tronçons. Un tronçon chargé de desservir une surface donnée ou des agglomérations doit pouvoir véhiculer toutes les eaux issues des concessions de ce périmètre.

Des surfaces partielles sont attribuées à chaque tronçon. L'aire effectivement desservie par un tronçon est obtenue en considérant, en plus de sa surface partielle, celles des tronçons en amont. Nous obtenons ainsi les surfaces cumulatives de chaque tronçon. La délimitation en surface tributaire est représentée dans la figure ci-après, donc les valeurs de chaque surface sont présentées dans l'annexe sous forme de tableau (**Cf. Annexe XI ; pages 101**).



Source : Autocad 2007 ; Covadis ; MapInfo

Figure 14 : Délimitation de la zone en surface tributaire.



D'après la répartition de ces surfaces tributaires, on a 99 surfaces tributaires ; variant de 0 m² à 14 952,05 m² dont la répartition sur chaque Fokontany est comme suit :

Tableau 22 : Répartition des surfaces tributaires selon fokontany.

FOKONTANY	Nombre des surfaces tributaires
Tsenakely	15
Mamoladahy	14
Antanambao	32
Miakadaza	5
Tsarafaritra	27
TOTAL	93

V.5.13. Calcul des différents paramètres

V.5.13.a. Débit moyen et débit de pointe

Le débit moyen

C'est le débit journalier à évacuer pour les agglomérations concernées par le projet, exprimé en l/s. il est déterminé par le débit journalier des eaux usées domestiques et les débits des effluents fermiers comme le lavage animaux et le lavage ferme. On a la valeur de ce débit comme suit :

$$\text{D'après (6) et (8), on a : } Q_m = Q_{total} + Q_{1 total}$$

$$Q_m = 637\,602,5 + 26\,355 = 663\,958,56 \text{ l / j}$$

$$Q_m = 663\,958,56 \text{ l / j} \quad (10)$$

Le débit moyen journalier à évacuer est estimé à **7,68 l/s** pour les eaux usées domestiques et les effluents fermiers.

Le débit de pointe

Le débit de pointe, c'est le débit maximal de la consommation d'eau par habitant et par 24 heures correspondant aux plus fortes consommations journalières.

Les égouts sont conçus pour écouler la charge de pointe (débit de pointe maximale) et les installations de traitement des eaux usées doivent être capables de faire face, hydrauliquement, à ces pointes. Cependant une conduite ne coulera pas toujours pleine car le débit maximal se produit relativement peu souvent. Pour calculer le débit maximal à transiter dans les réseaux d'assainissement, il convient donc d'affecter ce débit moyen d'un « coefficient de pointe p ».



On a donc pour chaque tronçon du réseau :

$$Q_{max} = p \cdot Q_m + Q_{infiltration} + Q_{captage}$$

Avec :

Q_m : Le débit moyen (total) dans un tronçon (en l/s)

$Q_{infiltration}$ et $Q_{captage}$ sont égales à zéro (0) car il n'y a pas d'infiltration causé par le réseau, ni de captage dans le réseau. L'installation est totalement neuf. D'où, la formule qui devient :

$$Q_{max} = p \cdot Q_m$$

V.5.13.b. Calcul du facteur de pointe

Pour le calcul du facteur de pointe, on utilise la formule établie précédemment $p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_m}}$

Le coefficient de pointe ne doit pas être supérieur à 4 pour la partie amont du réseau ni descendre de la valeur limite de 1,5 pour la partie aval du réseau.

$$\text{A.N : } p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{7,68}} = 2,4$$

Actuellement, le coefficient de pointe est de 2,4, qui est égale à la valeur de l'estimation moyenne de pointe, qui est vrai pour l'établissement et l'application de cette formule car la formule est applicable pour $Q_m > 10 \text{ m}^3/\text{h}$, et la valeur de p soit inférieure ou égal à 3, est.

Ce coefficient de pointe est le coefficient de pointe d'avenir du projet car il est obtenu à partir du débit moyen avenir d'où ;

Le débit de pointe Q_p (en l/s) du réseau est défini par la formule suivante :

$$Q_p = p \cdot Q_m$$

$$\text{A.N : } Q_p = 2,4 \times 7,68 = 18,43 \text{ l/s}$$

$$Q_p = 18,43 \text{ l/s}$$

V.5.13.c. Estimation des rejets moyens

Les rejets moyens concernés à notre étude sont donc les eaux usées domestiques, les lavages fermes, et les lisiers des animaux (porcs, bœufs). Les rejets domestiques et fermiers journalière ont été calculés au chapitre précédemment.



La surface totale des habitations est obtenue directement par la somme de toutes les surfaces partielles.

Pour cela, on estime d'abord la répartition des agglomérations de chaque sous bassin en proportion avec le nombre totale des populations et d'animaux concerné par rapport à la surface total. La répartition des populations sont représentés dans l'annexe (**Cf. Annexe XII ; pages 103**).

Le nombre de population desservie de chaque tronçon est égale au nombre de population cumulative rattaché en amont du réseau d'évacuation, et ainsi de suite pour les tronçons en aval. De même pour les effluents fermiers reliés à chaque tronçon. On obtient à la sortie du réseau, le nombre total de la population concerné, qui est desservie par le réseau.

Par exemple, pour le tronçon 1400 – 500 :

Sens : du point 1400 vers le point 500

- **Pour le collecteur**, on a une surface partielle desservie qui est égale à zéro (0) ; donc le nombre de population de ce tronçon est égal à zéro aussi. Mais ce collecteur reçoit les effluents en amont du point 1400, qui est le tronçon 1600 – 1400, d'où

Le nombre de population desservie du tronçon 1400 – 500 = au nombre de population du tronçon en amont + le nombre de population du tronçon 1400 – 500.

Traiter de la même façon pour le collecteur à droite du tronçon

Et ainsi de suite jusqu'à la sortie du réseau. La procédure est de commencer par le point le plus haut de collecteur.

V.5.13.d. Débit maximal dans le tronçon

La répartition des débits moyens (l/s) et le débit maximal (m³/s) sont obtenus par la relation suivant :

$$Q_{max} = p \cdot Q_m$$

Le débit moyen journalier Q_m de chaque tronçon est la somme des débits moyens journaliers des eaux usées et des effluents fermiers de ce tronçon.

Le facteur de pointe (coefficient de pointe) est obtenu par la formule précédente.

Si le coefficient de pointe de chaque tronçon est supérieur de la valeur critique maximale qui est égale à 4, on prend donc la valeur de la pointe maximale égale 4 pour chaque tronçon correspondant. (**Cf. Annexe XIX ; pages 120**).

On observe que le débit maximal à évacuer dans le tronçon varie de $0,00 < Q_{max} \leq 18,64$ l/s (au bout du réseau).



V.5.13.e. Pente des conduites

C'est une phase importante de la conception du réseau. Les conduites sont posées de sorte que celles qui partent d'un regard reprennent toutes les eaux qui arrivent à ce dernier. La pente doit toujours être suffisante pour qu'on obtienne une vitesse d'autocurage des conduites. Il sera question d'épouser au mieux possible la pente du terrain naturel, ce qui nous permet d'éviter des profondeurs importantes. Partant du point le plus en aval du réseau (point 106), nous considérons à chaque fois la pente du terrain naturel pour retrouver la côte de pose au regard amont.

Soit Z_A la profondeur de pose d'un tronçon au regard aval du réseau et m la pente du terrain naturel. Si la pente suit le sens de l'écoulement l'altitude de pose au regard amont est $Z_B = m * L + Z_A$ avec

$Z_B ; Z_A$: Altitude respective des points amont et aval des points.

L : longueur du tronçon considéré.

Si le terrain naturel suit une contre-pente par rapport au sens de l'écoulement, nous fixons une pente minimale de 0.3%. On doit toutefois avoir un recouvrement minimum de 80cm, ou à extrême rigueur un recouvrement de 50cm avec de grande précaution à prendre pour les charges mobiles.

Dans le cas où la dénivelée n'est pas suffisante, on ajuste légèrement la pente pour éviter des remblais importants ou une fouille trop profonde.

V.5.14. Dimensionnement des collecteurs (réseau)

Une conduite d'égout est ordinairement calculée pour prendre le débit maximal lorsqu'elle coule plein, ce qui se produit rarement. Il s'avère nécessaire de considérer ce qui va se passer aux conditions d'écoulement de débit minimal. Après avoir choisi une conduite en fonction du débit maximal, il est important de vérifier les vitesses d'écoulement pour les faibles débits.

Les conditions hydrauliques dans les conduites partiellement pleines seront évaluées à partir du monogramme de Manning.

On dimensionne les conduites de façon à connaître les caractéristiques techniques de l'écoulement dans tous les tronçons considérés, comme le diamètre de la conduite, la pente, et les facteurs dépendants pour assurer le bon fonctionnement du réseau.

La répartition des débits moyens et des débits maximaux dans le réseau varie de 0.00 l/s à 18.45 l/s, on a une contrainte pour la détermination des diamètres des différentes conduites à partir de l'abaque : **RESEAUX D'EAUX USEES EN SYSTEME SEPARATIF (Ab.3). (Cf. Annexe XXVIII ; pages 132)**

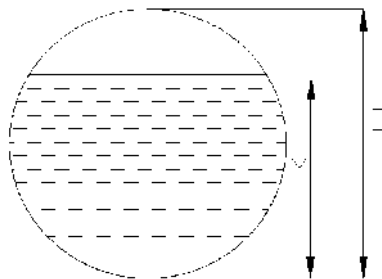
Pour cela, on calcul donc ces paramètres à partir de formule de Manning-Strickler.

V.5.14.a. Hypothèse de Calcul

- Utilisation de l'équation de Manning-Strickler
- La profondeur d'écoulement Y est supposée, telle que $\frac{Y}{D} = 0,7$, pour que le collecteur ne soit pas surdimensionné et ne coule plein si non elle est en charge ; avec D le diamètre de la conduite.
- Le coefficient de rugosité des conduites en Béton est $n = 1/K = 0,0125$ ($K = 80$)

V.5.14.b. Calcul de débit plein Q_{plein}

Le débit en plein section Q_{plein} est obtenu à partir de la profondeur d'écoulement supposé $\frac{Y}{D} = 0,7$, en relation avec le monogramme de Manning (conduite circulaire) (Cf. **Annexe XXVII ; pages 131**), on a une relation entre la hauteur-débit et hauteur-vitesse.



Le monogramme de Manning donne la relation $\frac{Q_{max}}{Q_{plein}} = 0,83$ à partir de fraction de hauteur $\frac{Y}{D} = 0,7$

V.5.14.c. Diamètre des conduites

Pour chaque tronçon de conduite, le diamètre théorique est calculé en fonction de la pente et du débit de pointe. Ainsi le diamètre théorique est donné par la formule de Manning-Strickler qui est la suivante :

$$D_{th} = \left[\frac{n \cdot Q_{plein}}{0,312 \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8}$$

Avec, I : pente de la conduite en m/m

n : coefficient de rugosité de Manning, $n = 0.013$ pour des conduites en Béton.

Ainsi, le diamètre économique choisi est celui qui est immédiatement supérieur au diamètre théorique dans les séries 200, 250, 300, 350 mm.

Cependant, on a fixé un diamètre minimal de 200 mm dans tout le réseau pour palier à d'éventuelles variations des débits à évacuer qui sont fonction des habitudes des populations.



V.5.14.d. Calcul du débit

On obtient le diamètre commercial D_c des conduites à partir du diamètre théorique calculé précédemment.

A partir de cette même formule (formule du diamètre théorique), on parvient à calculer les débits dans le conduit (c'est le débit commercial) pour un diamètre commercial donné :

La valeur du débit commercial Q_c correspondant au diamètre commercial D_c est donnée par :

$$Q_c = \frac{0,312 \cdot D_c^{8/3} \cdot I^{1/2}}{n}$$

V.5.14.e. Vérification des conditions d'autocurage

Les vitesses calculées dans chaque conduite sont fonctions de la pente et du diamètre économique. La vitesse réelle V_r d'écoulement est définie par :

$$V_r = \frac{0,396 \cdot D_c^{2/3} \cdot I^{1/2}}{n}$$

Les conditions d'autocurage des canalisations doivent être telle que $V_r > 0.60$ m/s.

V.5.15. Les résultats du dimensionnement

Les résultats du dimensionnement seront donnés en annexes sous forme de tableau (Cf. Annexe XIX ; pages 117). Les composantes de ces tableaux sont :

- Le nœud désigné par le numéro du regard du point topographie amont et aval.
- **p** : le coefficient de pointe admise
- **Dth** : le diamètre théorique
- **I** : La pente projet, elle est choisie de façon à éviter le plus possible des profondeurs de fouilles très élevées sur de longues distances, mais aussi pour obtenir des vitesses pouvant assurer un autocurage des conduites.
- **Dc** : le diamètre commercial, celui qui est immédiatement supérieur au diamètre théorique.
- Les différents débits :
 - **Qm** : débit moyen ;
 - **Qmax** : le débit maximal ;
 - **Qps** : le débit de pointe ;
 - **Qc** : le débit correspond au diamètre commercial **Dc**.
- **Vps** : Les vitesses à pleine section,
- **V1/2S** : les vitesses à section rempli à moitié
- **V2/10S** : les vitesses à section rempli au 2/10 du diamètre;
- **Vr** : les vitesses réelles de l'écoulement.



Le tableau suivant est un extrait des résultats.

Tableau 23 : Dimensionnement des conduites d'évacuation des effluents (ménagères et fermiers)

Nœuds	Qm (l/s)	P	Qmax (l/s)	Pente I	Q ps (m3/s)	Dth (mm)	Dc (mm)	Qc (m3/s)	Vps (m/s)	V 1/2S (m/s)	V 2/10S (m/s)	Vr (m/s)
80-1600	0,1094	4,00	0,438	0,0190	0,000527	39,01	200	0,0412	1,312	1,312	1,004	1,30
80-68	0,2670	4,00	1,068	0,0097	0,001287	61,79	200	0,0295	0,939	0,939	0,719	0,93
68-66	1,3142	3,68	4,837	0,0055	0,005828	121,21	200	0,0222	0,706	0,706	0,540	0,70
78-66	0,1126	4,00	0,450	0,0181	0,000543	39,80	200	0,0402	1,280	1,280	0,979	1,27
66-1500	1,5883	3,48	5,533	0,0063	0,006666	124,27	200	0,0237	0,755	0,755	0,578	0,75
1500-500	1,8299	3,35	6,127	0,0100	0,007382	118,40	200	0,0299	0,951	0,951	0,728	0,94
1400-500	0,1380	4,00	0,552	0,0070	0,000665	51,33	200	0,0250	0,796	0,796	0,609	0,79
1600-1400	0,2705	4,00	1,082	0,0285	0,001304	50,79	200	0,0504	1,605	1,605	1,228	1,59
77-1600	0,0695	4,00	0,278	0,0218	0,000335	32,08	200	0,0441	1,405	1,405	1,075	1,39
1400-73	0,2118	4,00	0,847	0,0064	0,001021	61,31	200	0,0239	0,761	0,761	0,582	0,75
73-500	0,3403	4,00	1,361	0,0064	0,001640	73,23	200	0,0239	0,761	0,761	0,582	0,75
67-73	0,0935	4,00	0,374	0,0060	0,000451	45,66	200	0,0231	0,737	0,737	0,564	0,73
1800-67	0,0034	4,00	0,014	0,0072	0,000017	12,78	200	0,0254	0,808	0,808	0,618	0,80
1700-1800	0,1934	4,00	0,774	0,0243	0,000932	46,12	200	0,0466	1,485	1,485	1,136	1,47
87-1700	0,0825	4,00	0,330	0,0060	0,000398	43,55	200	0,0232	0,738	0,738	0,565	0,73
84-1700	0,0622	4,00	0,249	0,0094	0,000300	36,05	200	0,0289	0,922	0,922	0,705	0,91
81-1700	0,0235	4,00	0,094	0,0060	0,000113	27,19	200	0,0231	0,737	0,737	0,564	0,73
1800-35	0,3430	4,00	1,372	0,0054	0,001653	75,74	200	0,0220	0,701	0,701	0,536	0,69
95-94	-	-	-	0,0205	-	-	-	-	-	-	-	-
94-500	0,1635	4,00	0,654	0,0056	0,000788	57,04	200	0,0224	0,712	0,712	0,545	0,70
94-2000	0,1039	4,00	0,416	0,0216	0,000501	37,34	200	0,0440	1,400	1,400	1,071	1,39

Tels que :



➤ **La vitesse en pleine section V_{PS}**

$$V_{PS} = \frac{4}{f} \times \frac{Q_{PS}}{D_C^2}$$

➤ **La vitesse à section rempli à moitié $V_{1/2S}$**

$$V_{1/2S} = 1 \times V_{PS}$$

➤ **La vitesse à section rempli à 2/10 $V_{2/10S}$**

$$V_{2/10S} = 0.765 \times V_{PS}$$

V.5.16. Analyse de résultat

Les paramètres calculés sont les diamètres des canalisations et les vitesses d'écoulement. Ces paramètres sont fonction de la pente du projet et les débits à évacuer.

➤ Les vitesses d'écoulements dans les conduites

Les vitesses calculées dans chaque conduite sont fonction de la pente et du diamètre économique. Elles sont calculées lorsque la conduite coule à pleine section, à moitié pleine et à 2/10 de la section. Les vitesses trouvées varient de 0,701 à 2,236 m/s en pleine section et en section remplie à moitié, et de 0,488 à 1,711 m/s pour une section remplie au 2/10 du diamètre.

On retrouve dans la littérature une limitation des vitesses d'écoulement dans les réseaux d'égouts, pour assurer les conditions d'autocurage des conduites, mais aussi pour éviter une usure et une détérioration excessive des conduites et ouvrages annexes comme les regards.

Ainsi, à pleine ou à demi section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement supérieure ou égale à 0,70 m/s. pour un remplissage au 2/10 du diamètre, la vitesse doit être supérieur ou égale à 0,30 m/s.

Les résultats du dimensionnement montrent que la condition d'autocurage est satisfaite dans les conduites. Toutefois, la vitesse la plus grande étant de 2,236 m/s inférieur à 3 m/s, la condition relative à la limite de la vitesse maximale est satisfaite pour tout le réseau.

On remarque également que les vitesses en pleine section et les vitesses en section rempli à moitié sont les mêmes. En effet, on a : $V = 80 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$

- En pleine section

$$R = \frac{S}{P} ; S = f \cdot r^2 = f \cdot \frac{D^2}{4} ; P = 2f \cdot r = f D \quad d'où R = \frac{D}{4}$$

- Section à moitié pleine

$$R = \frac{S}{P} ; S = \frac{f}{2} \times \frac{D^2}{4} = f \cdot \frac{D^2}{8} ; P = f \cdot r = f \frac{D}{2} \quad d'où R = \frac{D}{4}$$



Pour le dimensionnement, ils existent des changements de pente au niveau des tronçons. Pour que toutes les conditions soient remplies, on a ajusté les pentes des conduites en se référant avec les conditions d'établissement des réseaux :

- La pente min est 0,5% (à l'extrême 0,3%)
- Profondeur des conduites 0.80m (profondeur critique 0.50m)
- Vitesse réelle $V_r \geq 0.60\text{m/s}$

Après le dimensionnement de la conduite, la vitesse réelle de l'écoulement dans la canalisation varie de $0,698 \leq V_r \leq 2,227\text{ m/s}$, qui sont bien supérieur à la vitesse d'autocurage 0,60 m/s. Les conditions d'autocurage sont bien vérifiées.

➤ Choix des conduites

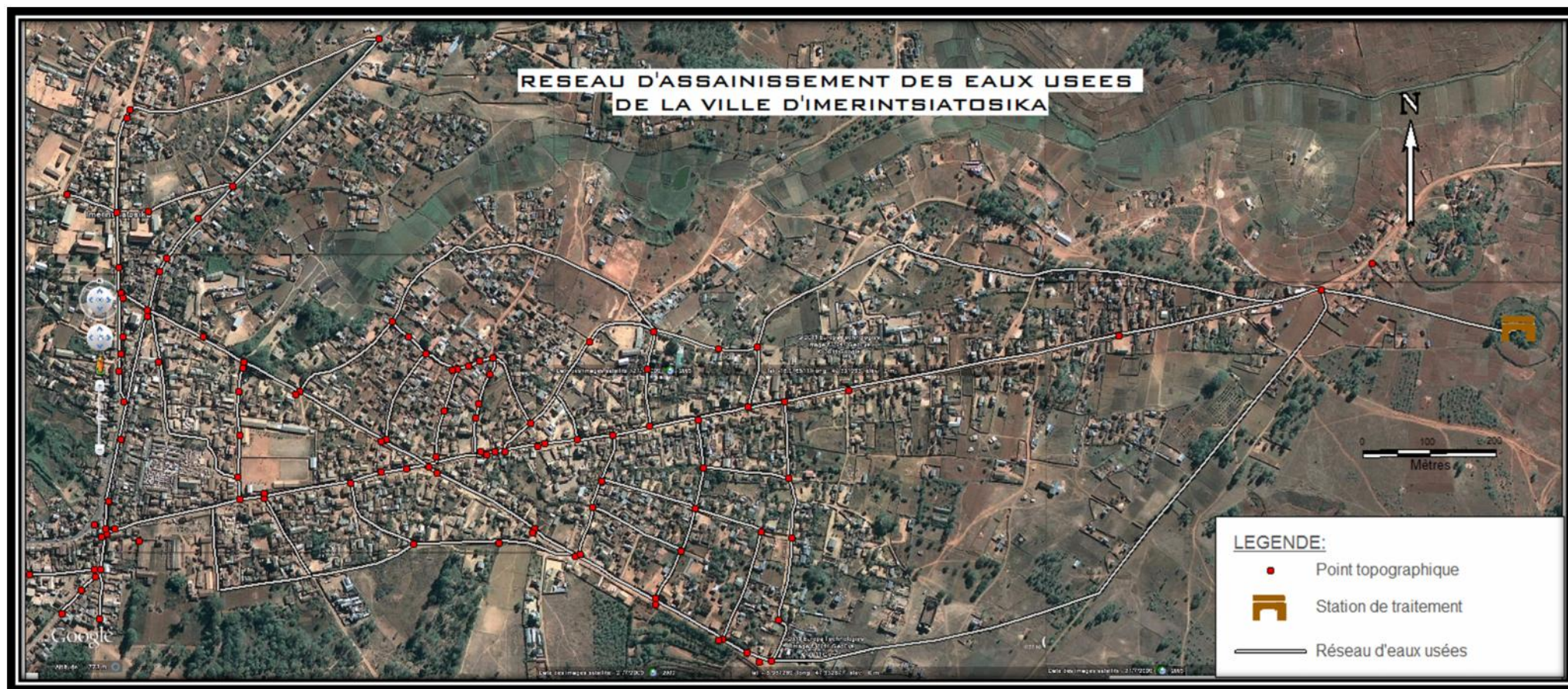
Les conduites doivent être conçu pour résister aux différentes charges, quel que soit permanente ou mobile. Pour cela, on utilise des buses en béton non armé préfabriqué et ont des diamètres $\varnothing 200$, selon l'indiqué le tableau 23.

V.5.17. Les joints

Les joints des conduites sont effectués, en bourrant du ciment frais dans l'intervalle d'un collet ou d'un emboitement ménagé aux extrémités des tronçons.

Pour garantir l'évacuation de ces effluents, la zone nécessite au total une canalisation en Béton non armé préfabriqué de diamètre $\varnothing 200$ pour une longueur environ **11 236 mL** jusqu'à la station de traitement.

La station de traitement se trouvera au point $X=495\ 364\text{ m}$ et $Y= 791\ 149\text{ m}$ suivant le système de projection Laborde qui est environ à 250m du point 106 du point levé.



Source :MapInfo

Figure 15 : Réseau d'assainissement des eaux usées



V.5.18. Les ouvrages annexes

Le fonctionnement des réseaux d'égouts exige, outre les tuyauteries, dispositifs et accessoires. Dans le cas de notre travail, les ouvrages annexes sont les regards de visite définis comme des regards collecteurs.

Les regards d'égouts

Le regard d'égout constitue une infrastructure de toute première importance du réseau. Ils sont en général les éléments les plus nombreux du réseau. Ils permettent d'inspecter ; de collecter les effluents et de nettoyer les égouts ainsi que d'en extraire les matériaux qui font obstacle à l'écoulement. Ils assurent aussi une ventilation dans le réseau. On les aménage couramment à tous les points du réseau où les canalisations changent de direction, de taille, de pente.

Un regard doit pouvoir :

- Fournir un accès convenable à une conduite d'égouts soit pour des observations, soit pour l'entretien.
- Offrir un minimum d'obstruction à l'écoulement des eaux de façon à éviter des pertes de charges excessives.
- Etre une structure durable.

Les regards sont en Béton armé. Nous avons au total 395 regards avec une distance moyenne maximal entre deux (2) regards est de 60m (d'après la recommandation d'établissement des réseaux d'évacuation des eaux usée en système séparatif, préétablit précédemment), avec une profondeur variable selon la pente de la conduite. Donc, la conduite à l'entrée et à la sortie du regard n'est pas forcément de la même profondeur, mais peut avoir une profondeur différente. Pour cela, il faut tenir compte que la profondeur de la conduite à l'entrée soit inférieure ou égale à la profondeur de la sortie, pour éviter les dépôts qui peuvent se former et pour assurer le bon fonctionnement du regard.

Les profondeurs des regards sont calculées comme suit :

Pour un point A vers un point B avec z_A et z_B sont l'altitude respective du point A et B en suivant le sens de l'écoulement ; on a :

$$z'_A = z_A - p_A$$

Avec z'_A : est l'altitude du fond du regard A

p_A : profondeur du regard au point A (la profondeur est posée en avance avec une profondeur minimum de 0,80 m)

L'altitude du regard B est obtenue par :

$$z'_B = z'_A - m \cdot L$$

Où : m : pente admise pour le tronçon considéré

L : longueur du tronçon

On a la profondeur de regard sur le point considéré avec $p_B = z_B - z'_B$

La méthode se fait donc de l'amont vers l'aval de chaque nœud de raccordement pour qu'il n'y ait pas de difficulté au niveau de l'ajustement de l'ouvrage avec la pente.

Selon la profondeur on peut prévoir deux types de regard : regards d'égouts de type ordinaires et regards de chute. Dans le premier type, les dimensions internes des regards sont telles que les opérations de visite et de nettoyage n'offrent pas de difficultés.

Le deuxième type de regard est construit lorsque la dénivellation entre la conduite amont et celle aval est importante. Ceci permet à l'égoutier de ne pas recevoir les eaux venant de l'amont. Les deux types de regards avec les dimensionnements et les caractéristiques des regards sont présentés à l'annexe (Cf. **Annexe XXI** et **Annexe XXII** ; pages 122)

D'une manière générale, on place les regards là où il y a un changement de pente du terrain naturel, ainsi on a une pente constante entre deux regards consécutifs.

V.5.19. Dispositions constructives

V.5.19.a. Présentation générale de l'ouvrage

Les ouvrages à construire comprennent généralement ; les regards et les canaux jusqu'à la station de traitement. La construction de ces ouvrages est similaire au schéma ci-dessous.

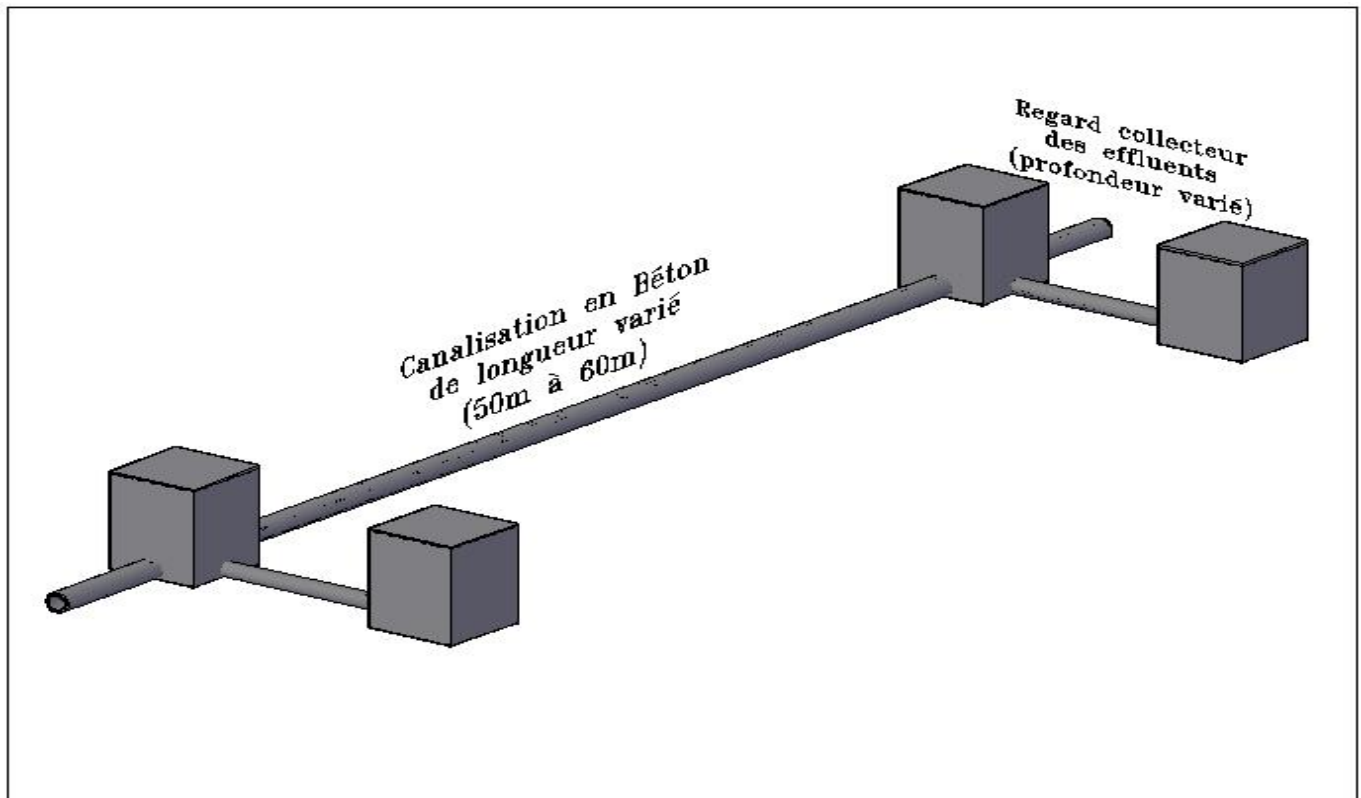


Figure 16 : Schéma générale de l'installation des ouvrages.



V.5.19.b. Matériaux de construction des égouts

Le choix des matériaux de constructions des réseaux d'égouts doit faire l'objet d'une attention particulière. En effet, les facteurs suivants sont à considérer :

- La disponibilité des matières : ciment, agrégats et acier d'armature.
- Les caractéristiques d'écoulement des tuyauteries (coefficients de frottement,...)
- La durabilité prévue des divers matériaux dans les conditions locales
- La résistance physique des matériaux
- L'étanchéité et la facilité d'assemblage des types de joints à utiliser

Dans le cas de notre réseau nous utiliserons des tuyaux en Béton préfabriqué

V.5.19.c. Méthodes de construction des égouts

La construction des égouts nécessite plusieurs opérations parmi lesquelles :

L'excavation

Les tranchées des égouts doivent être plus étroite possible, mais doivent évidemment être assez larges pour permettre la pose d'un tuyau, de faire et d'installer les joints, et de compacter les matériaux de comblement.

Soutènement et étançonnement

Les excavations dans un terrain instable exigent un coffrage et son renforcement afin d'éviter l'effritement, l'effondrement des parois. Il faut donc prévoir un soutènement et des étançonnements pour stabiliser les terres et poser correctement les égouts.

Charges sur les tuyaux enfouis et largeur de tranchée

Dans la pose des égouts d'eau usée, il faut essayer de réduire au minimum les charges sur le tuyau. Ces charges sont le poids des terres de remblai et les charges dues à la circulation des véhicules. La largeur de tranchée juste au-dessus de celui-ci doit être minimale, dans toute la mesure compatible avec une bonne construction.

La largeur des fouilles $l_{fouille}$ est alors :

$$l_{fouille} = d + (2 \times 0,30) ; \text{ Avec } d \text{ diamètre de la conduite (} d = 200\text{mm)}$$

$$l_{fouille} = 0,20 + (2 \times 0,30) = 0,80 \text{ m}$$

V.5.20. Profils en long des conduites

Le profil en long des conduites sont projetées pour suivre l'allure du terrain naturel. Un exemple de profil est illustré à la figure suivante avec une échelle de longueur est égale à la 1/10 de l'échelle de hauteur. Les autres profils sont présentés à l'annexe. (Cf. annexe XXIV ; pages 125)

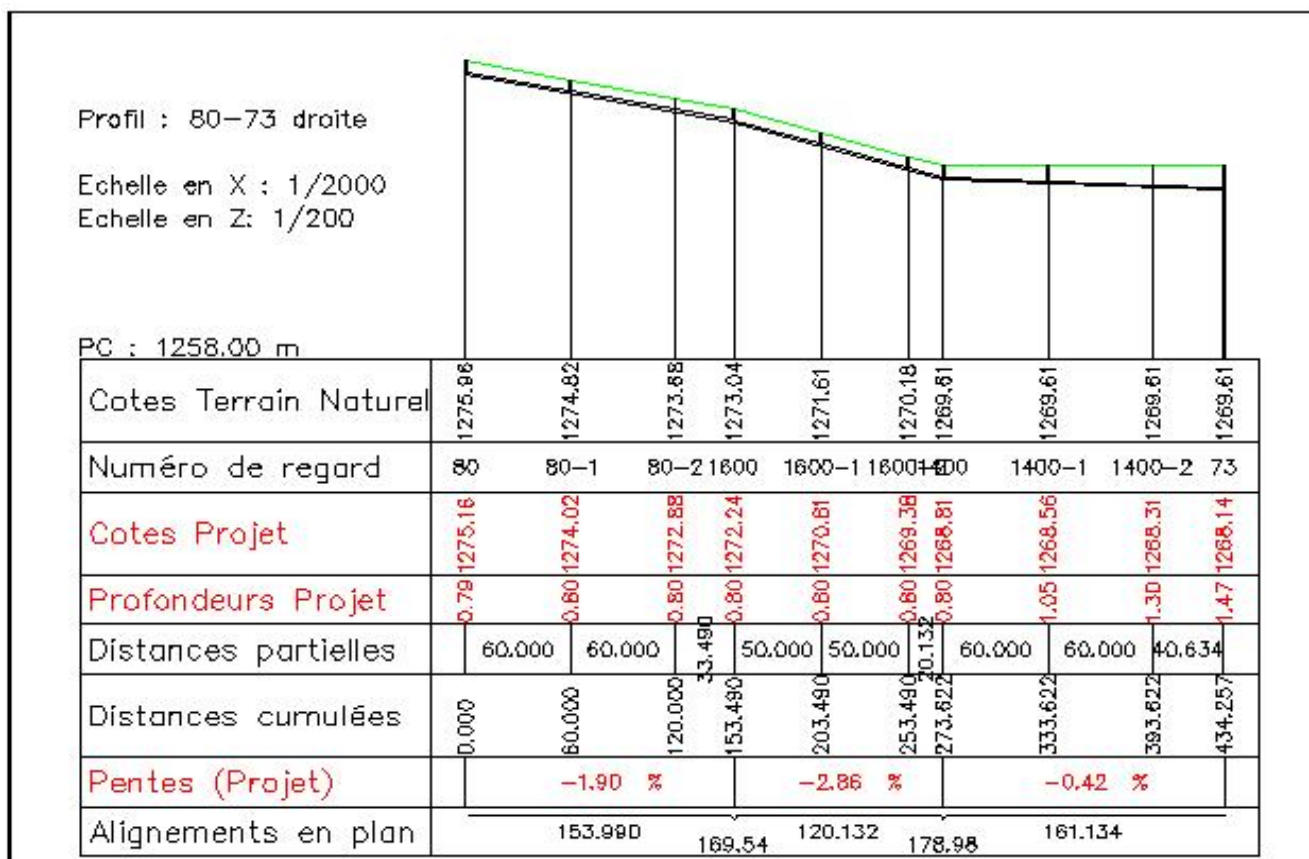


Figure 17 : Extrait du Profil en long du réseau

V.5.21. L'entretien du réseau

Les canalisations transportant en permanence des eaux chargées de pollution, il est inévitable qu'elles s'encrassent. Elles sont également menacées par l'érosion et la corrosion. Elles font donc l'objet de visites et de curages périodiques. L'entretien des ouvrages est nécessairement effectuer. Une exploitation efficace du réseau suppose un travail d'entretien rigoureux et permanent du personnel qualifié (égoutier) dans le domaine de l'assainissement.

Conclusion

Dans cette partie, on a étudié un système permettant d'évacuer les ordures, les eaux pluviales de la ville, ainsi que la collecte des eaux usées domestiques et des effluents fermiers. C'est un système séparatif, afin de parvenir à notre objectif principal ; que sont le traitement et la valorisation ultérieurement.

Comme tout projet d'infrastructure, l'évaluation du coût du projet et une étude d'impact environnementale doivent être établis, afin de connaître les impacts négatifs et positifs du projet.

Partie.III. ESTIMATION DU COUT DU TRAVAUX ET
ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE
DU PROJET



Chapitre VI. ETUDE FINANCIERE ET COUT DU PROJET

Après avoir vue l'étude technique et dimensionnement des collecteurs. On établit dans la suite l'évaluation financière et coût du projet.

VI.1. Désignation des travaux

Les travaux consistent à:

- Installer des nouveaux bacs à ordures en maçonnerie pour les ordures de la ville.
- Installer de nouveau réseau d'évacuation des eaux pluviaux de la ville d'Imerintsiatosika en maçonnerie de moellon.
- D'établir le réseau de collecte des effluents ménagers et fermiers en installant un réseau d'égout en béton.

VI.2. L'évaluation du coût du projet

Le financement comporte tout le coût des travaux à effectuer lors de la réalisation. Ils comprennent en générale :

- L'installation et repli du chantier y compris l'amené des matériaux. En général, le coût d'installation et repli du chantier ne dépasse pas le 5% du coût de la construction. On adopte par la suite que le coût installation et repli de chantier s'élève à 5%. Tandis que le repli de chantier est de 20% du coût installation.
- Travaux de préparation de la zone d'étude, concernant les débroussaillages et nettoyage du lieu.
- Travaux de construction proprement dite, en principe, les fouilles d'ouvrage ; construction des différentes ouvrages (Bac à ordure fixe ; conduite ; regards). Ces prix résultent d'une analyse des prix au niveau national.

**Tableau 24 : Estimation du coût de réalisation du projet**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (Ar)	Montant (Ar)
100 - Installation et repli de chantier					
101	Installation de chantier	fft	1,00	49 567 258,13	49 567 258,13
102	Repli de chantier	fft	1,00	5 507 473,13	5 507 473,13
	Total installation et repli de chantier				55 074 731,25
200 - Mise en place des bacs à ordures					
201	Décapage et nettoyage de la zone	m2	8,00	940,00	7 520,00
202	Fouille des ouvrages	m3	5,00	3 260,00	16 300,00
203	Maçonnerie de Moellons 20 x 20 x 20 cm, hourdés au mortier dosé à 300 kg de CPA 45/m3 de mortier, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	m2	14,70	52 880,00	777 336,00
	Sous-total mise en place des bacs à ordures				801 156,00
	Total mise en place des bacs à ordures		7,00	801 156,00	5 608 092,00
300 - Réseau d'assainissement d'eau pluvial					
301	Décapage et nettoyage de la zone	m2	6 255,00	940,00	5 879 700,00
302	Fouilles des ouvrages	m3	3 555,00	3 260,00	11 589 300,00
303	Maçonnerie de Moellons 20 x 20 x 20 cm, hourdés au mortier dosé à 300 kg de CPA 45/m3 de mortier, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	m2	8 627,40	52 880,00	456 216 912,00
	Total réseau d'assainissement d'eau pluvial				473 685 912,00
400 - Réseau des eaux usées					
401	Fouille des ouvrages	m3	24 697,00	3 260,00	80 512 220,00
402	Buse en béton non armé de diamètre Ø200 mm, y compris le lit de sable d'épaisseur 0,05 m en fond de fouille, toutes sujétions de raccordement et mise en œuvre	mL	11 236,00	29 740,00	334 158 640,00
405	Béton dosé à 400 kg de CPA 45/m3 de béton pour les regards, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	m3	513,50	377 350,00	193 769 225,00
406	Acier pour armature de diamètre Ø 10 cm, y compris toutes sujétion de coupe	kg	410,80	12 420,00	5 102 136,00
407	Coffrage en bois ordinaire, y compris toutes sujétions d'assemblage	m2	1 264,00	6 850,00	8 658 400,00
	Total réseau des eaux usées				622 200 621,00

TOTAL HTVA 1 156 569 356,25

TVA 20% 231 313 871,25

TOTAL TTC 1 387 883 227,50

Le coût du projet s'élève à **un milliard trois cent quatre-vingt-sept million huit cent quatre-vingt-quatre mille Ariary** soit 1 387 884 000 Ar.



VI.3. Le budget de maintenance annuel

Lors de la mise en service du réseau, il est nécessaire de le surveiller et de faire un entretien périodique. Le budget de maintenance doit être intégré au budget annuel de fonctionnement de la station de traitement. Il comprend en générale, le salaire des égoutiers, le remplacement des conduites au cas où celui-là est obstrué ou s'il y a des travaux de nouveau branchement dans le conduite principale.

- Pour le salaire des égoutiers : on prévoit quatre égoutiers pour effectuer les taches, dont le salaire annuel s'élève à 9 600 000 Ar.
- Tandis que les équipements et les matériels de remplacement ne peuvent pas être définies ou à quantifier réellement. Pour cela, on envisage un budget annuel de 1/10 du coût total d'installation du réseau, qui est 138 789 000 Ar.

Le budget de maintenance est évalué à 148 389 000 Ar par année d'exploitation.

Il est à préciser que la rentabilité de l'exploitation des réseaux doit être intégrée totalement dans l'étude de rentabilité de la station de traitement.



Chapitre VII. L'ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET (EIE)

VII.1. Exigence gouvernementale

VII.1.1. La charte de l'environnement

La Loi 90.033, du 21 décembre 1991, portant Charte de l'Environnement Malagasy précise à l'article 10 la nécessité d'une EIE pour tous projets, publics ou privés, susceptibles de porter atteinte à l'environnement. Les modalités, la procédure et les organes de la mise en œuvre de l'Etude d'Impact Environnement (EIE) sont définies dans le décret No 99-954 relatif à la Mise En Compatibilité des Investissement avec l'Environnement (MECIE).

VII.1.2. Le décret MECIE

Le Décret MECIE 99-954 du 15 Décembre 1999 relatif à la Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement gère et oriente les Etudes d'Impact sur l'Environnement à Madagascar. Ce décret définit entre autre le champ d'application des études d'impact, le processus à suivre, le contenu de l'étude, la procédure d'évaluation et l'information du public. L'étude d'impact du promoteur doit satisfaire ces exigences et sera évaluée selon les règles qui y sont préétablies. Le promoteur est invité à prendre note que le décret est en révision.

VII.1.3. Caractéristique de l'étude d'Impact

L'étude d'impact est un instrument de planification qui aide le promoteur à concevoir un projet plus respectueux du milieu récepteur, sans remettre en jeu sa faisabilité technique et économique. Elle prend en compte l'ensemble des composantes des milieux naturel et humain susceptibles d'être affectées, par le projet, en vue d'analyser et d'interpréter les relations et interactions entre les facteurs essentiels qui exercent une influence sur les écosystèmes, les ressources et la qualité de vie des individus et des collectivités. Pour ce faire, l'étude d'impact prend en considération les opinions, les réactions et les principales préoccupations des individus, des groupes et des collectivités. L'examen d'option et les variantes de réalisation est intrinsèque à toutes démarche d'évaluation environnementale.

L'étude d'Impact Environnementale fera donc ressortir clairement les objectifs et les critères de l'option ou des variantes privilégiées par le promoteur en relation avec les critères d'intégration régionale

VII.2. Mise en contexte du projet

Le périmètre d'étude est la commune rurale d'Imerintsiatosika. Elle s'étend sur une superficie de 173km². Elle se trouve en coordonnées géographiques suivante :

- **47°28'24.9" Est**

- **18°49'07.5" Sud**



VII.3. La description du projet

Généralement, les activités dans le cadre du projet concernent les principales sources d'impacts. Concernant notre projet, la principale source d'impact est la conception d'un système de collecte des eaux usées domestiques et les déchets fermiers en installant de nouveau réseau d'évacuation.

Le projet sera divisé en trois (3) phases, comme suit :

- La phase de préparation : avant la réalisation ;
- La phase réalisation : pendant l'exécution des travaux ;
- Et l'étape finale c'est la phase exploitation et entretien après la phase d'exploitation.

Pour la suite, chaque phase sera détaillé un par un

VII.3.1. La phase de préparation

Cette étape comprend principalement sur l'installation générale du chantier comme la construction d'une cabane pour les stockages des matériaux (ciment, sable, moellon,...) et des matériels (conduites, brouettes, Angady, camion) ; et transport de la main d'œuvre.

VII.3.2. La phase de réalisation

Cette phase concerne l'exécution des travaux de terrassement en vue de pouvoir réaliser les différents travaux. On mettra en œuvre alors les décapages, les débroussaillages, les fouilles d'ouvrages, la pose des tuyaux et construction des ouvrages annexes.

VII.3.3. La phase finale

C'est la phase la plus intéressent, cette étape résume l'exploitation et l'entretien proprement dite du réseau d'évacuation.

Tableau 25 : Les différentes activités durant l'exécution du projet

Phase	Etapes du travail	Activités prévues
Phase préparatoire	Installation de chantier	Amenée des matériels et matériaux.
		Amenée des mains d'œuvre Stockage des matériaux et matériels.
Phase de réalisation	Terrassement	débroussaillage
		décapage
	Maçonnerie	Creusement des fouilles
		Mise en place des regards
		Mise en place des conduites Construction des regards
Repli de chantier	Repli de chantier	
Phase d'exploitation	Surveillance.	Transport des différents effluents



VII.4. La description du milieu récepteur

Les composantes de l'environnement dans la zone d'étude du projet qui est le lieu de construction des réseaux d'évacuation des eaux usées.

Les différents milieux récepteurs présents dans le milieu seront décrits successivement.

- Milieux physique ;
- Milieux humains (social, culturel, économique et santé).

VII.4.1. Description du milieu physique

La commune d'Imerintsiatosika se situe dans la région d'Itasy environ 27km de la capitale Madagascar en suivant la RN 1 vers Arivonimamo. Le relief de la zone d'étude est caractérisé par le régime des hautes terres centrales. La Région fait partie du régime climatique tropical d'altitude supérieure à 1200 mètres. Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 26° C. Ce domaine climatique englobe l'axe central de la haute terre et couvre une grande partie de la province d'Antananarivo.

VII.4.2. Description du milieu humain

La cohésion ou solidarité dans le village concerné prend une place prépondérante dans la vie sociale de la population.

La majorité des habitations sont construites dans le style assez urbain, typiquement des zones des hauts plateaux.

Le recensement réalisé auprès du fokontany nous renseigne les faits suivants :

- La population est constituée par une majorité du « foko » Merina.
- La densité de la population par km² est estimée à 286 hab. /km² avec un nombre de foyer de 7611 toit.
- Une famille moyenne est formée de 6 personnes et les jeunes représentent la majorité de la population.

VII.5. Identification et analyse des Impacts

VII.5.1. Identifications des Impacts

Cette identification se fait par confrontation des composantes du milieu récepteur aux éléments de chaque phase du projet. En effet, par phase du projet, en tenant compte-les technologies d'exécutions, les matériels utilisés, les ressources utilisées et les composantes du milieu récepteur, on peut décrire les sources des impacts et les impacts correspondants.

Les résultats de la confrontation sont donnés dans les tableaux ci-dessous :



Tableau 26 : Résultat de confrontation face à l'exécution du projet

Procédure des travaux	Activités prévus	Composantes affectées	Impacts probables	Type d'Impacts
Installation de chantier	Amenée matériel et matériaux	Population, santé, publique, commerce	<ul style="list-style-type: none"> - Emanation des poussières dans l'atmosphère - Apparition des conflits entre ouvriers - Dégradation des routes existantes. - Nuisances sonores dues au passage fréquent de camions 	Négatif
		Population et santé	<ul style="list-style-type: none"> - Création d'emploi 	Positif
	Amenée des mains d'œuvre	Population et santé	<ul style="list-style-type: none"> - Afflux des populations aux alentours - Insécurité - Augmentation des risques de transmission de maladies d'une communauté à l'autre à cause de l'augmentation des échanges 	Négatif
Terrassement	Débroussaillage	Faune et flore	<ul style="list-style-type: none"> - Modification de chaine végétale 	Négatif
	Déblai pour le canal	Sol	<ul style="list-style-type: none"> - Erosion 	Négatif
Maçonnerie	Construction des regards	Sol, homme	<ul style="list-style-type: none"> - Eparpillement des sacs de ciments - Eparpillement des moellons, gêne la circulation 	Négatif
Replis de chantier	Replis de chantier	Sol, homme, faune et flore	<ul style="list-style-type: none"> - Nettoyage et remise dans leur état initial des composantes du milieu touchées 	Positif
Exploitation	Activité journalière	Economie	<ul style="list-style-type: none"> - Accroissement de l'économie 	Positif
		Sol, santé, homme	<ul style="list-style-type: none"> - Diminuions des mauvaises odeurs - Préservation de la nappe 	Positif

VII.5.2. Evaluation des impacts

Ce paragraphe consiste à évaluer et à classer les impacts selon leurs conséquences.

L'évaluation est divisée en deux groupes :

- l'évaluation qualitative des impacts qui peuvent être direct ou indirect, positif ou négatif.
- l'évaluation objective repose sur trois (3) critères à savoir. Pour chacun d'eux, on leur attribuera des valeurs selon leur catégorie.

Tableau 27 : Caractéristique des évaluations des impacts.

Critère	catégorie	Valeur attribuée
Intensité	FAIBLE	1
	MOYENNE	2
	FORTE	3
Durée	COURTE	1
	MOYENNE	2
	LONGUE	3
Etendue	LOCALISEE	1
	REGIONALISEE	2
	GENERALISEE	3

En effet, ce n'est qu'après analyse et combinaison de ces trois (3) critères sur le milieu considéré que nous pouvons juger et catégoriser les impacts en impacts majeurs ou impacts moyens ou en impacts mineurs.

Ainsi, trois (3) catégories de notation sont prises en compte pour l'évaluation des impacts du projet :

- **Catégorie 1** : comprise dans l'intervalle [9, 7] pour les impacts majeurs ;
- **Catégorie 2** : comprise dans l'intervalle [6, 5] pour les impacts moyens ;
- **Catégorie 3** : comprise dans l'intervalle [4, 3] pour les impacts mineurs.

La matrice d'interaction ci-après présente l'importance de chaque impact. Les cases correspondant aux interactions seront marquées par la valeur du degré d'importance d'impact.

L'impact positif est symbolisé par le signe (+) tandis que l'impact négatif par le signe (-).

Tableau 28 : Evaluation globale des impacts

Source d'impact	Milieu vulnérable	Identification des impacts	Type	Evaluation objective			Analyse	Importance
				Intensité	Durée	Etendue		
Installation de chantier	Société (Humain)	Création d'emploi	+	3	2	1	06	Moyen
	Sol	Dégradation	-	3	3	1	07	Majeur
Amenée de matériels et matériaux	Société (Humain)	Insécurité	-	2	3	1	06	Moyen
		Création d'emploi	+	3	3	1	07	Majeur
		Cas de maladie due aux poussières	-	2	2	1	05	Moyen
	Sol	Dégradation	-	3	2	1	06	Moyen
	Air	Pollution	-	3	3	1	07	Majeur
	Faune	Evasion des insectes	-	2	3	1	06	Moyen
	Flore	Défrichage	-	3	2	1	06	Moyen
Amenée de mains d'œuvre	Société (Humain)	Création d'emploi	+	3	3	1	07	Majeur
		Amélioration des transactions	+	3	2	3	08	Majeur
Terrassement	Sol	Déblayage pour les canaux	-	3	2	1	06	Moyen
	Faune	Evasion des insectes	-	2	3	1	06	Moyen
	Flore	Défrichage	-	3	2	1	06	Moyen
Construction	Société (Humain)	Création d'emploi	+	3	2	1	06	Moyen
	Sol	Dégradation	-	2	3	1	07	Moyen
	Faune	Perturbation de l'habitat	-	2	2	1	05	Moyen
	Flore	Mise en nature des sacs de ciment	-	2	3	1	06	Moyen
Repli de chantier	Sol, faune et flore	Remise en état du lieu	+	3	2	1	06	Moyen
Exploitation	Société (Humain)	Amélioration des activités	+	3	3	1	07	Majeur
		Accroissement de l'économie	+	3	3	1	07	Majeur
		Rentable	+	3	3	2	08	Majeur
Entretien	Société (Humain)	Prise de responsabilité personnelle	-	3	3	1	07	Majeur

VII.6. Les mesures d'atténuations

Citons désormais quelques mesures à prendre afin d'éviter, atténuer ou compenser les impacts négatifs et de valoriser ou capitaliser les impacts positifs.

Nous allons présenter sous forme de tableau les mesures à prendre qui correspondent aux impacts NEGATIFS selon les sources d'impacts.



POSTE DE TRAVAIL	MESURES	RESPONSABLE	TIMING	COÛT
Installation de chantier	Installer le camp et le chantier sur des terrains loin des habitats et terrain de culture et muni de latrines et bac à ordures	Entreprise	Phase préparatoire	Coût installation de chantier
Terrassement	Débroussailler uniquement les zones concernées par les travaux	Entreprise	Phase de travaux	
	Mettre en place les produits de fouille dans des aires de stockage	Entreprise	Phase de travaux	
	Remettre en état le lieu de prélèvement au cas où le produit de fouilles n'est pas suffisant	Entreprise	Phase de travaux	
	Déterminer et bien délimiter le lieu de dépôt pour éviter le charriage et éparpillement	BE	Phase de travaux	
Maçonnerie	Stocker les sacs utilisés avant rejet dans la poubelle	Entreprise	Travaux	Coût repli de chantier
	Utiliser des récipients d'eau propres Penser à l'hygiène des utilisateurs	Entreprise	Travaux	
Construction	Creuser le canal à sa taille nécessaire avec soin.	Entreprise /bénéficiaires	Travaux	Coût creusement
Repli de chantier	Réaménager les aires de stockage	Entreprise	Repli de chantier	Coût repli de chantier
	Nettoyer l'environnement de la construction : Mettre en décharge les déchets non recyclables			
Sensibilisation	Sensibiliser les bénéficiaires pour le mode de fonctionnement et le respect des Travaux	BE	Réception provisoire	
Phase exploitation	Assurer un suivi régulier de l'état des ouvrages.	BE Bénéficiaires	Après réception définitive	Prestation BE &Bénéficiaire

Tableau 29 : Synthèse des mesures d'atténuation.



CONCLUSION

Dans leur politique de gestion des ressources en eau les états et les municipalités se limitaient au captage, au traitement et à la distribution d'eau potable ; l'assainissement étant relégué au second plan, il existe un profond déséquilibre entre l'approvisionnement en eau et l'assainissement. Ceci est dû au fait que les pays en question accordent une nette priorité à l'alimentation en eau sans développer pour autant les capacités au niveau de l'élimination des effluents. Les pouvoirs publics surtout dans les pays développés admettent alors comme une de leur priorité l'assainissement des agglomérations par la collecte, l'évacuation et le traitement des eaux usées d'origine domestique, industrielles et pluviales.

Pour les Pays en Voie de Développement comme Madagascar, l'urbanisation galopante accroît considérablement les besoins en eau qui correspond évidemment à une augmentation importante des quantités d'eaux usées rejetées. Pourtant, les réseaux d'évacuation d'eaux usées, premier maillon de l'assainissement y sont rares qui existent souffrent d'une manque d'entretien et leur utilité s'en trouve mis en cause. En effet, un réseau d'évacuation d'eaux usées concourt certes au confort des usagers. Mais une mauvaise conception et/ou une absence d'entretien en revanche conduisent à des conséquences inattendues.

L'étude effectuée cerne la ville d'Imerintsiatosika ; concernant l'assainissement et la collecte des effluents dont le titre est « *Etude de l'assainissement de la ville d'Imerintsiatosika* », qui met en valeur les aspects techniques et les dimensionnements en système séparatif pour pouvoir réaliser une station de traitement. L'étude propose les travaux à réaliser suivant :

- La construction des sept (7) bac à ordures communal en maçonnerie de moellon de capacité 7,5 m³ chacun.
- La construction d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales superficielles en maçonnerie de moellon de longueur 6 525 m, de dimensions variées selon l'étude réalisée.
- L'installation de nouveau réseau de collecte des eaux usées et des effluents fermiers de longueur 11 236 m de diamètre Ø200 avec 395 regards de visite pour un débit maximal de 18, 462 l/s .

Le coût total des travaux est estimé à 1 387 884 000 Ar [TTC] ; avec un budget de maintenance annuel de 148 389 000 Ar par an d'exploitation. En tenant compte que la rentabilité du projet est intégrée à la rentabilité de la station de traitement.

L'analyse d'impact environnementale nous permet d'évaluer les impacts positifs, ainsi que les impacts négatifs du projet, en considérant les mesures d'atténuation des impacts négatifs.

Pour une exploitation optimale du collecteur, nous recommandons :

- De respecter, lors de la réalisation, les dispositions constructives pour s'assurer les différentes conditions dans tout le système (condition d'autocurage).



- De veillez à ce que les raccordements à l'égout soient munis d'un regard de visite accessible et placé à un endroit offrant toutes les garanties de contrôle de la qualité et si possible de la quantité des effluents réellement déversées.
- De poser les tuyaux de manière à éviter les fuites et à permettre un contrôle et un entretien aisé.
- De veillez à l'entretien des ouvrages (regards) à travers des visites et un curage périodique.
- De sensibiliser et de mobiliser la population que cette nouvelle méthode est pour le bien des habitants, et bien communaux.
- Essentiellement, de sensibiliser la population et aux usagers :
 - à entretenir les collecteurs.
 - sur les conséquences d'introduction dans les regards de matières incompatibles avec les effluents susceptibles d'être entraînés dans le collecteur.

Bibliographie et webographie.

VALEMBOIS J. *Memento d'hydraulique pratique 1958 – 1974.*

LENCASTRE A. et VALEMBOIS J. *Manuel d'hydraulique générale 1961, nouvelle tirage 1986.*

DUPONT A. *Hydraulique urbaine – Tomes I, Editions Eyrolles, Paris 1969.*

GOMELLA C. et GUERREE H. *Le traitement des eaux de distributions, Editions Eyrolles, Paris 1973.*

GUERREE H. *Pratique de l'assainissement des agglomérations urbaines et rurales, Editions Eyrolles, Paris 1967.*

IMHOFF K. *Manuel de l'assainissement urbain (traduit et commenté par KOCH P.), Dunod, Paris 1955.*

JACQUES B. *hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Editions Eyrolles, Paris 1986.*

KERLOC'H B. *Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations 1980.*

DIAGNE Abiboulaye et GUEYE Papa Modou. *Restructuration du réseau d'assainissement des eaux usées de Hann : diagnostic et propositions de solutions, Projet de fin d'études 2006.*

<http://www.doc-etudiant.fr/Methodologie/Outils-danalyse/Cours-Le-dimensionnement-des-reseaux-d-assainissement-des-agglomerations-110983/4.html>

<http://www.wikipedia.com>

<http://www.civilmania.com>

<http://www.extpdf.com/abaque-de-manning-strickler-pour-les-canalisation-circulaires-pdf.html>

<http://www.doc-etudiant.fr/Methodologie/Outils-danalyse>

Cours M RAMANARIVO Solofomampionona, 2010. *Assainissement urbain, 5^{ème} Année Hydraulique.*

Cours M RANDRIAMAHERISOA Alain, 2010. *Etude d'impact environnemental, 5^{ème} Année Hydraulique.*

Cours M RANDRIAMAHERISOA Alain, 2008. *Hydrologie, 3^{ème} Année Hydraulique.*

M RATOVOARIVELO Tsinjoniaina. *Contribution à l'étude de la conception d'une station de traitement des eaux usées domestique et d'élevages par lagunage anaérobie et essai de valorisation des sous-produits (cas de la ville d'Imerintsiatosika), Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur, Promotion 2010.*

ANNEXES

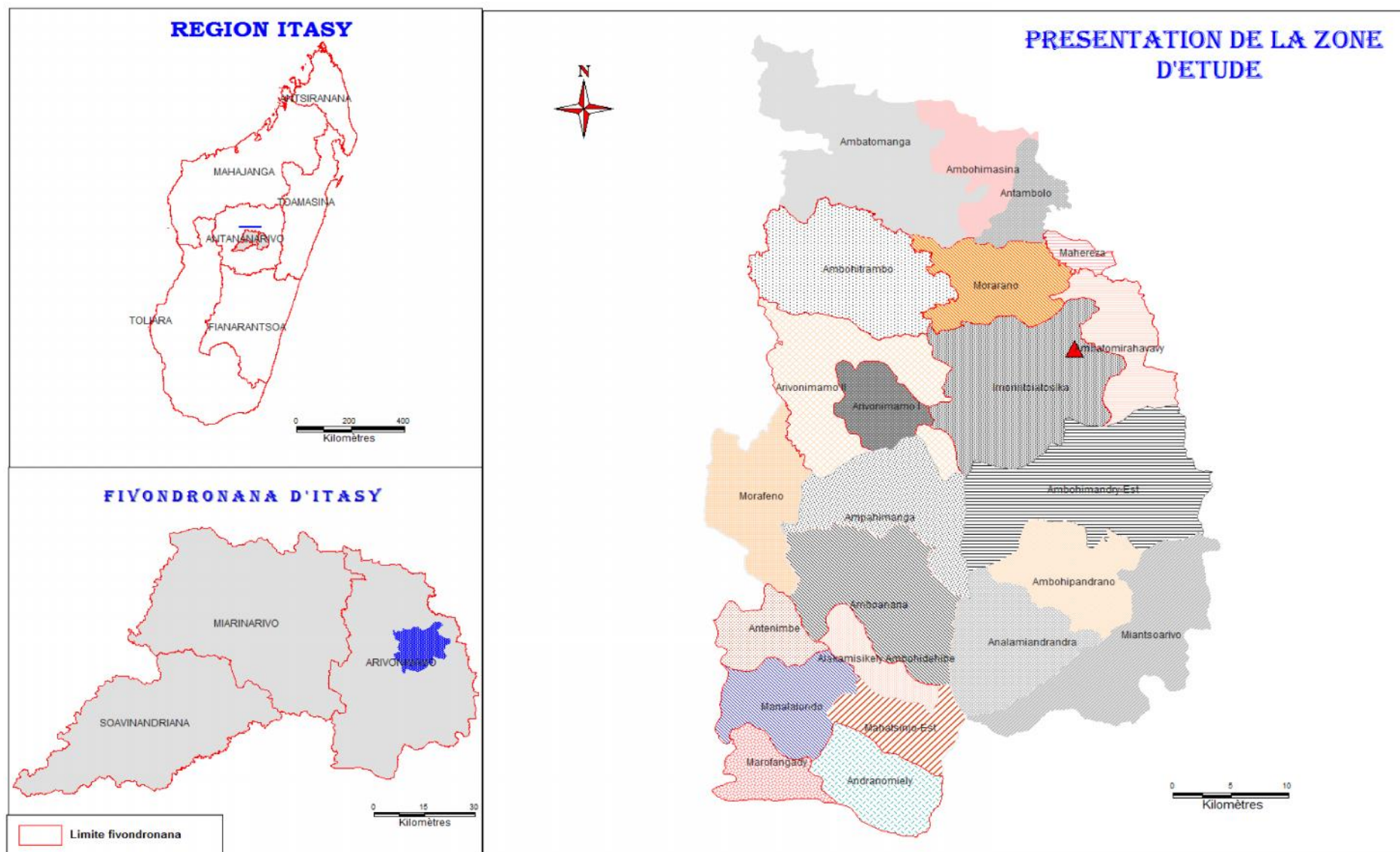


LISTE DES ANNEXES

ANNEXES I : La Situation géographique de la ville d'Imerintsiatosika	86
ANNEXES II : Fiche d'enquête ménagère et communale	87
ANNEXES III : Questionnaire ménage	89
ANNEXES IV : Questionnaire établissement.....	90
ANNEXES V : Questionnaire commune	91
ANNEXES VI : La population de la commune rurale d'Imerintsiatosika en 2010	92
ANNEXES VII : Les résultats des enquêtes concernant les eaux grises.....	93
ANNEXES VIII : Les résultats des enquêtes concernant les effluents fermiers	96
ANNEXES IX : L'estimation des quantités journalières des effluents.....	98
ANNEXES X : Les coordonnées des points connus sur le terrain.....	99
ANNEXES XI : Délimitation en surface tributaire de la zone.....	101
ANNEXES XII : La répartition des agglomérations selon la surface partielle	103
ANNEXES XIII : Points topographies de la zone d'étude	107
ANNEXES XIV : Repartitions des sous bassins des eaux pluviales.....	108
ANNEXES XV : Distribution de la zone en surface tributaire (eaux usées).....	109
ANNEXES XVI : La pluviométrie maximale journalière des stations plus proches.	110
ANNEXES XVII : Détermination de l'intensité de pluie du Site	111
ANNEXES XVIII : Dimensionnement du réseau d'eaux pluvial	114
ANNEXES XIX : Dimensionnement des réseaux d'eaux usées domestique et effluent fermier	117
ANNEXES XX : Réseau d'assainissement d'eaux pluviales de la ville	120
ANNEXES XXI : Réseaux d'assainissement des eaux usées et effluents fermiers.....	121
ANNEXES XXII : Les caractéristiques des regards.	122
ANNEXES XXIII : Type de regard de visite du réseau d'eau usée	124
ANNEXES XXIV : Quelque profil en long des conduites	125
ANNEXES XXV : Abaque « Calcul des section E.P Formule de Bazin »	129
ANNEXES XXVI : Variations des débits et vitesses en fonction du remplissage (Dalot section carrée)	130
ANNEXES XXVII : Remplissage d'une canalisation circulaire (Monogramme de Manning)	131
ANNEXES XXVIII : Abaque (Ab.3): Réseaux d'eaux usées en système séparatif	132
ANNEXES XXIX : Abaque (Ab.5): Fraction du débit ou de la vitesse à pleine section	133



ANNEXES I : La Situation géographique de la ville d'Imerintsiatosika





ANNEXES III : Questionnaire ménage

Nom		Date	
Profession		Quartier	

Logement	Surface bâtie	Occupation		Type d'habitat			Taille du ménage
		Locataire	Propriétaire	Haut standing	Moyen	Vétuste	

Ordures ménagères

Type de décharge	Type d'ordures		Volume/j	Heures	Distance à parcourir	Coût
	OM	Autres				
Bac à ordures						
Décharge individuelle						
Dépôts sauvages						

WC

WC				Fosse septique	Fosse étanche	Dalle sanplan	Fosse perdue
Pas de WC	WC communs	Particulier	Mode de vidange				
			Cout				
			Fréquence				

Alimentation en eau

Alimentation	B .particulier	BF	Puits	Source	Rivière	Autres
Heures						
Qttés						

Eau usée

	Utilisation				Volume/j	Distance	Coût
	Cuisson	Vaisselle	Toilette	Lessive			
Heures du rejet							

Eau usée	Canalisation	Canal	Rizièrè	Rivière	Autres
Volume					

Elevage

Elevage	Nb r	Type		Excréments d'animaux			Lavage animaux		Lavage ferme		
		Expansive	Encl os	Gain si utilisation	Durée élimination	Qtté/j	Qtté/j	Heures	Qtté /j	Freq	Heure
Volaille											
Bovins											
Porcins											
Autres											



Est-ce qu'il y a un problème d'assainissement ?

	Eaux usées	WC	OM	Déchets des fermes
Problème				

ANNEXES IV : Questionnaire établissement

Nom du responsable		Date	
Profession		Quartier	
Nom de l'Etablissement			

Nbre d'élèves	Nbre de personnel	Nbre de places

WC

WC				Fosse septique	Fosse étanche	Dalle sanplan	Fosse perdue
Pas de WC	WC communs	Particulier	Mode de vidange				
			Cout				
			Fréquence				

Eau usée

Alimentation	Utilisation	Volume/j	Distance	Coût
Heures				

Eau usée	Canalisation	Canal	Rizière	Rivière	Autres
Volume					

Nature de l'effluent pour les industries

Quantité	Contenance	Température	Heure des rejets



ANNEXES VI : La population de la commune rurale d'Imerintsiatosika en 2010

FOKONTANY	LEHILAHY (Sexe masculin)					VEHIVAVY (Sexe féminin)					Total
	0-4	5-17	18-60	60	Total	0-4	5-17	18-60	60	Total	
TSARAFARITRA	403	820	990	428	2641	330	1213	1140	600	3283	5924
ALATSINAINY LOHARANO	296	166	408	26	896	326	173	444	36	979	1875
FIANTSONANA	75	80	270	20	445	82	78	290	17	467	912
MAMOLADAHY	124	346	413	47	930	157	383	515	42	1097	2027
TSENAKELY	101	245	559	14	919	98	434	714	21	1267	2186
AVARABARY	62	114	214	20	410	66	106	206	26	404	814
TSINJORANO	87	169	125	23	404	119	162	150	22	453	857
ANTSETSINDRANOVATO	46	160	107	5	318	55	198	200	7	460	778
ANTAMBOHO I	95	240	250	25	610	84	277	300	17	678	1288
MIAKADAZA	95	555	430	36	1116	115	785	582	52	1534	2650
AMPANGABE	115	121	419	14	669	120	126	423	17	686	1355
BEMASOANDRO	132	361	533	51	1077	125	481	572	61	1239	2316
TALATA MAROMENA NORD	50	137	258	6	451	53	135	267	8	463	914
ANKAZONDANDY	59	119	161	19	358	61	120	160	13	354	712
ANTAMBOHO II	261	47	203	9	520	253	38	169	7	467	987
AMBOHIMIADANA II	280	188	163	17	648	150	116	140	10	416	1064
AMBOHIDEHIBE	101	139	359	17	616	183	160	309	26	678	1294
FONENANA	100	183	447	25	755	191	157	442	16	806	1561
SOAVINDRAY	58	60	67	18	203	78	67	61	20	226	429
MERIMANDROSO	104	54	382	8	548	78	78	252	5	413	961
TSARAZAZA	106	160	156	13	435	150	214	201	19	584	1019
AMBOHITRANTENAINA	31	141	243	21	436	34	142	201	20	397	833
AMPITANOMBY	13	27	49	5	94	20	53	50	11	134	228
MALAZA	19	64	130	2	215	21	53	100	9	183	398
MORARANO NORD	243	338	280	72	933	261	369	320	73	1023	1956
LABROUSSE	93	694	569	41	1397	337	530	691	39	1597	2994
AMBOHITSARATELO	45	105	149	24	323	60	121	166	31	378	701
TALATA MAROMENA SUD	57	163	245	13	478	67	145	248	12	472	950
ANDAVAKA LOHARANO	42	178	269	17	506	71	190	309	16	586	1092
ANTANETIBE	37	127	164	16	344	35	138	147	17	337	681
FIADANANA	54	74	219	24	371	39	54	160	14	267	638
ANTANAMBAO	83	522	398	220	1223	167	1050	1092	337	2646	3869
AMBOARA	39	235	347	33	654	41	232	330	30	633	1287
AMBOHIMANARIVO	224	333	531	37	1125	240	303	509	30	1082	2207
ANTEMITRA	116	148	286	15	565	103	200	162	11	476	1041
TSENAMASOANDRO	118	84	478	14	694	132	84	451	36	703	1397
TOTAL	3964	7697	11271	1395	24327	4502	9165	12473	1728	27868	52195

Source : Mairie d'Imerintsiatosika (année 2010)



ANNEXES VII : Les résultats des enquêtes concernant les eaux grises

N°	Quartier	Habitat	Taille du ménage	Alimentation		Cuisson	Vaisselle		Toilette			Lessive	
				Type	Qtté(l/j)	Qtté	Heure	Qtté(l/j)	Jr	Heure	Qtté(l)	Jr	Qtté (l)
1	Tsarafaritra	Moyen	5	Puits	225	45	9,14,20	45	1	7,8,9	135		
2	Tsarafaritra	Vetuste	5	Puits		8	9,14,20	15	3,5	11	95	6.4	100
3	Tsarafaritra	Moyen	7	Puits	150	30	7,9,12,14,18,20	30	1	7à17	90		
4	Tsarafaritra	Moyen	4	Puits	0,5bidon	30	9,14,20	30	3,5	14	90	7	200
5	tsarafaritra	moyen	12	BF+Puits	180	35	12,18,20	20	1	7,13,19	135		
6	tsarafaritra	moyen	5	BF+Puits	120	30	8,13,20	25	1	7,8,17	80	6	90
7	tsarafaritra	moyen	8	Puits	250	20	8,13,20	15	1	7,8,17	125		
8	tsarafaritra	moyen	7	Puits	200	30	8,13,20	20	1	7,17	115	2,6	130
9	tsarafaritra	moyen	4	Puits	100	20	8,13,20	20	3,5	7,8,17	55	6	80
10	tsarafaritra	moyen	7	Puits	250	25	8,13,20	15	1	7,12	120	6	135
11	tsarafaritra	moyen	6	Puits	90	30	12,18,20	15	1	7,13,19	85	6	100
12	tsarafaritra	moyen	8	Puits	200	30	8,13,20	25	2	7,8,17	130		
13	tsarafaritra	haute	5	BF+Puits	245	45	8,13,20	30	1	8,14	130	6	150
14	Tsarafaritra	Vetuste	9	Puits		50	7,9,12,14,18,20	30	1	7à17	90	6	225
15	Tsarafaritra	Moyen	2	Puits		15	9,14,20	15	1	16	30	1.2.3.4.5.6.7	150
16	Tsarafaritra	Vetuste	4	Puits		30	9,14,20	30	2	11	120	6	300
17	Tsarafaritra	Vetuste	3	Puits		60	9,14,20	15	3	14,15	30	1.6	100
1	Mamoladahy	moyen	6	Puits	90	20	8,13,20	10	1	7,8,17	80	6	100
2	Mamoladahy	moyen	13	Puits	200	45	8,13,20	30	3,5	7,8,17	150	1,2,3,4,5,6,7	180
3	Mamoladahy	moyen	9	Puits + Partic	180	75	12,18,20	15	2	7,13,19	120	3,6	150



N°	Quartier	Habitat	Taille du ménage	Alimentation		Cuisson	Vaisselle		Toilette			Lessive	
				Type	Qtté(l/j)		Qtté	Heure	Qtté(l/j)	Jr	Heure	Qtté(l)	Jr
5	Mamoladahy	moyen	6	BF+Puits	230	65	8,13,20	20	1	7,13,19	100	6	120
6	Mamoladahy	haute	5	Puits	150	40	8,13,20	15	3,5	7,8,17	110	6	135
7	Mamoladahy	moyen	4	Puits	120	30	8,13,20	20	1	7,8,17	75	6	95
8	Mamoladahy	moyen	5	Puits	200	30	8,13,20	25	1	7,8,17	80	6	110
9	Mamoladahy	moyen	3	Particulier	150	30	8,13,20	15	1	7,8,13,18	80	6	80
1	Tanambao	Vetuste	4	Puits	40	20	9,14,20	20				6	
2	Tanambao	Moyen	4	Puits+BF		30	9,14,20	30	1	7à17	10	6.7	100
3	Tanambao	Moyen	6	Puits	60	20	7,9,12,14,18,20	10	1	7à17	30		
4	Tanambao	Haut	19	Puits	100	100	7,9,12,14,18,20	60	7	7à17	760		
5	Tanambao	Vetuste	6	Puits	100	15	7,9,12,14,18,20	20	1	7à17	25	2.4.6	35
6	Tanambao	Moyen	5	Puits		45	9,14,20	45	1	7à17	150		
7	Tanambao	Vetuste	6	Puits		60	7,9,12,14,18,20	45	Samedi	7à17	120	6	180
8	Tanambao	Moyen	6	Puits	300	60	9,14,20	30	2	7à17	270		
9	Tanambao	Vetuste	5	Puits	450	45	7,9,12,14,18,20	15	1	14	150		
10	Tanambao	Moyen	4	Puits		45	7,9,12,14,18,20	30	1	14	120	1.2.3.4.5.6.7	75
11	Tanambao	Vetuste	12	Puits		60	9,14,20	60	1	7,12	210	1.2.3.4.5.6.7	150
1	Tsenakely	Vetuste	6	Puits		90	7,9,12,14,18,20	15	1	7à17	90	6.4	150
2	Tsenakely	Haut	6	Puits	600	60	9,14,20	30	1	8,16	210	2.4.6	300
3	Tsenakely	moyen	14	Puits	225	15	8,13,20	30	1	7,8,17	175	2,4,6	120
4	Tsenakely	moyen	2	BF	45	15	8,13,20	10	1	7,12	30		
5	Tsenakely	moyen	14	BF+Puits	165	20	8,13,20	30	1	7,8,17	150		
6	Tsenakely	moyen	6	Particulier	200	15	7,9,11,12,14,18,20	60	1	7à20	80		
7	Tsenakely	moyen	8	Puits	250	30	8,13,20	30	3,5	7,8,17	115		
8	Tsenakely	moyen	5	Puits	225	25	7,9,12,14,18,20	45	1	7à20	75		



N°	Quartier	Habitat	Taille du ménage	Alimentation		Cuisson	Vaisselle		Toilette			Lessive	
				Type	Qtté(l/j)	Qtté	Heure	Qtté(l/j)	Jr	Heure	Qtté(l)	Jr	Qtté (l)
9	Tsenakely			BF+Puits	1500	500	7,9,12,14,18,20	60	1	7à20	225	3,6	300
10	Tsenakely	moyen	6	BF	75	15	8,13,20	20	3,5	7,8,17	75	3,6	120
11	Tsenakely	haute	5	Particulier	120	15	8,13,20	15	3,5	7,8,17	80	6	100
12	Tsenakely	moyen	7	Puits	200	20	8,13,20	10	1	7,8,13,18	105		
13	Tsenakely	moyen	4	Puits	90	15	8,13,20	15	2	7à20	60	6	90
14	Tsenakely	moyen	6	Particulier	150	10	8,13,20	20	1	7,8,17	95	6	110
15	Tsenakely	haute	5	Particulier	120	15	8,13,20	15	1		80	6	100
1	Miakadaza	Vetuste	4	Puits		45	9,14,20	45	1	7	150	6	150
2	Miakadaza	Vetuste	5	Puits		45	9,14,20	22,5	7	12,13	105	3.6	180
3	Miakadaza	Moyen	10	Puits		30	7,9,12,14,18,20	20	1	7à17	80	1.2.3.4.5.6.7	60
4	Miakadaza	Haut	3	Puits+BP	135	45	9,14,20	30	1	7à17	60	6	120
5	Miakadaza	Moyen	8	Puits		60	9,14,20	30	1	7à17	240	3.6	180
6	Miakadaza	Vetuste	6	Puits+BF	290	40	9,14,20	30	7	11,12,16,17	120	2.6	100
7	Miakadaza	Vetuste	5	Puits		15	9,14,20	30	1	14	45	1.2.3.4.5.6.7	150
8	Miakadaza	Moyen	4	Puits		105	7,9,12,14,18,20	30	1	7à17	105	6	150
9	Miakadaza	Haut	4	Puits		30	7,12,18	30	1	6,7,13,14,18,19	60	2.4.6	200
10	Avaratsena	Moyen	2	Puits+BF	145	40	9,17	40	1	17,18,19	60		
11	Miakadaza	Vetuste	3	Puits		15	9,14,20	45	1	7à17	45	6	300

NB : jr : jour

Qtté : Quantités



ANNEXES VIII : Les résultats des enquêtes concernant les effluents fermiers

N°	Quartier	Habitat	Taille du ménage	Lavage fermes			Lavage animaux			Evacuation
				Fréquence	Heure	Qtté(l)	Fréquence	Heure	Qtté	
1	Tsarafaritra	Moyen	5							Canal
2	Tsarafaritra	Vétuste	5							Canal
3	Tsarafaritra	Moyen	7	1	6	15				Lava-jezika
4	Tsarafaritra	Moyen	4							Lava-jezika
5	tsarafaritra	moyen	12	1	7	45	7	7	6,42	canal
6	tsarafaritra	moyen	5							canal
7	tsarafaritra	moyen	8	1	7	50	7	7	10	lavajezika
8	tsarafaritra	moyen	7	1	7	70	7	8	6,42	lavajezika
9	tsarafaritra	moyen	4							canal
10	tsarafaritra	moyen	7	1	7	60	7	7	10	canal
11	tsarafaritra	moyen	6							canal
12	tsarafaritra	moyen	8	2	8	30	7	8	2,14	canal
13	tsarafaritra	haute	5	1	7	60				canal
14	Tsarafaritra	Vétuste	9							Lava-jezika
15	Tsarafaritra	Moyen	2							Epondage
16	Tsarafaritra	Vétuste	4							Canal
17	Tsarafaritra	Vétuste	3							Canal
1	mamoladahy	moyen	6	7	7	14,28	7	7	12,85	canal
2	mamoladahy	moyen	13	1	7	40				canal
3	mamoladahy	moyen	9							canal
4	mamoladahy	moyen	7	1	7	80	7	8	9,28	lavajezika
5	mamoladahy	moyen	6	1	7	60				canal
6	mamoladahy	haute	5	1	7	65	7	8	6,42	lavajezika
7	mamoladahy	moyen	4							canal
8	mamoladahy	moyen	5	1	7	40				canal
9	mamoladahy	moyen	3							canal
1	Tanambao	Vétuste	4							Canal
2	Tanambao	Moyen	4	1	8	30				Canal
3	Tanambao	Moyen	6							Canal
4	Tanambao	Haut	19							Canal
5	Tanambao	Vétuste	6							Canal
6	Tanambao	Moyen	5	1	8	60				Fs
7	Tanambao	Vétuste	6	0,5	8et16	45				Canal
8	Tanambao	Moyen	6							Canal
9	Tanambao	Vétuste	5	1	6	45				Canal
10	Tanambao	Moyen	4							Canal
11	Tanambao	Vétuste	12	2/semaine	8	60				Canal
1	Tsenakely	Vétuste	6							Canal
2	Tsenakely	Haut	6	0,5	8et15	30				Canal



N°	Quartier	Habitat	Taille du ménage	Lavage fermes			Lavage animaux			Evacuation
				Fréquence	Heure	Qtté(l)	Fréquence	Heure	Qtté	
4	tsenakely	moyen	2							canal
5	tsenakely	moyen	14							canal
6	tsenakely	moyen	6							canal
7	tsenakely	moyen	8	7	7	2,14				canal
8	tsenakely	moyen	5							canal
9	tsenakely	moyen	20							canal
10	tsenakely	moyen	6							canal
11	tsenakely	haute	5							canal
12	tsenakely	moyen	7	1	7	80	7	7	6,42	lavajezika
13	tsenakely	moyen	4							canal
14	tsenakely	moyen	6	1	8	60	7	8	7,14	canal
15	tsenakely	haute	5							canal
1	Miakadaza	Vétuste	4							Canal
2	Miakadaza	Vétuste	5	1	7	15				Canal
3	Miakadaza	Moyen	10	0,5	9et16	20				Canal
4	Miakadaza	Haut	3	7	16	60				Canal
5	Miakadaza	Moyen	8							Canal
6	Miakadaza	Vétuste	6							Canal
7	Miakadaza	Vétuste	5							Canal
8	Miakadaza	Moyen	4	1	16	60	7	12	60	Canal
9	Miakadaza	Haut	4	0,5	8et16	60				Fs
10	Avaratsena	Moyen	2							Fs
11	Miakadaza	Vétuste	3							Canal

NB : jr : jour

Qtté : Quantités

Fs : Fosse septique



ANNEXES IX : L'estimation des quantités journalières des effluents

Activité	Cuisson (l)	vol OM(l)/j	Vaisselle (l)	Toilette (l)	Lessive (l)	Lavage Animaux (l)	Lavages ferme (l)	Excrément d'animaux (l)
TOTAL	2738	688,071429	1697,5	7 118	6350	420	1385	847,25
Coeff.	0,6	1	0,97	1	0,9	1	1	0,98
Qtté	1 642,8	688,07	1 646,57	7 118	5 715	420	1 385	830,30

Heures	Cuisson	Vaisselle	Toilette	Lessive	Total eaux ménagère	Lavages Fermes	Lavages Porcs	Total lavage	Total
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	548	0	10	15	573	60	200	260	833
7	0	84	1415	170	1669	780	220	1000	2669
8	0	165	1041	1198	2404	278	0	278	2681
9	0	287	273	1455	2015	10	0	10	2025
10	0	0	228	1610	1838	0	0	0	1838
11	548	8	473	1150	2179	0	0	0	2179
12	0	100	598	87	785	0	0	0	785
13	0	165	510	15	690	0	0	0	690
14	0	268	723	15	1006	0	0	0	1006
15	0	0	243	0	243	15	0	15	258
16	0	0	363	0	363	183	0	183	546
17	0	19	841	0	860	0	0	0	860
18	548	100	134	0	782	0	0	0	782
19	0	0	234	0	234	0	0	0	234
20	0	449	31	0	480	0	0	0	480
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TOTAL Journalière	1642,8	1646,5	7118,2	5715,0	16122,6	1325,0	420,0	1745,0
--------------------------	--------	--------	--------	--------	----------------	--------	-------	---------------



Activité	Lundi	Mardi	Mercredi	Jeudi	Vendredi	Samedi	Dimanche	Qté (l)
Cuisine	1 643	1 643	1 643	1 643	1 643	1643	1 643	11 500
Toilette	5 150	4 315	5 890	4 345	5 120	6190	5 150	36 160
Lessive	779	1 485	1 148	1 368	689	5535	959	11 961
Vaisselle	1 647	1 647	1 647	1 647	1 647	1647	1 647	11 526
Lavage Animaux	0	0	0	0	0	420	0	420
Lavage Ferme	1 150	1 090	1 210	1 090	1 150	1325	1 150	8 165
Qté (l)	10 368	10 179	11 537	10 092	10 248	16 759	10 548	79 732

ANNEXES X : Les coordonnées des points connus sur le terrain

Point Topo	x (m)	y (m)	z (m)
80	493288,86	791487,85	1275,96
76	493283,12	791476,17	1275,90
77	493192,78	791363,45	1274,86
78	493313,93	791337,26	1273,60
1600	493267,24	791335,89	1273,04
89	493297,16	790847,25	1272,74
68	493661,44	791591,77	1272,19
1500	493341,36	791267,78	1271,89
87	493132,11	790798,52	1271,77
1300	493330,16	791247,58	1271,39
1800	493248,03	790858,58	1271,17
40	493247,24	790866,18	1271,17
66	493440,69	791374,42	1271,16
63	493389,37	791325,76	1270,96
1700	493239,10	790805,40	1270,95
88	493241,20	790853,56	1270,94
86	493228,93	790806,31	1270,71
85	493230,53	790795,32	1270,71
82	493210,00	790776,03	1270,47
95	493447,88	790907,91	1270,39
36	493483,54	790909,36	1270,38
600	493830,36	790976,27	1270,36
700	493753,63	791037,64	1270,35
35	493484,45	790916,95	1270,33
400	493730,03	790954,99	1270,19
300	493742,69	790946,45	1270,17
81	493235,96	790733,59	1271,12
900	493808,29	790976,42	1270,11
110	493882,48	791019,01	1270,06
75	493269,11	791254,75	1270,04
25	493696,92	790952,68	1269,86
28	493742,04	790970,12	1269,85

Point Topo	x (m)	y (m)	z (m)
500	493311,02	791190,24	1269,83
32	493613,57	790932,13	1269,74
26	493659,53	790947,86	1269,67
1400	493272,19	791215,86	1269,61
73	493275,96	791055,27	1269,61
1100	493774,34	791100,43	1269,58
37	493893,46	790984,49	1269,58
52	493790,52	791104,53	1269,56
94	493444,43	790942,41	1269,50
54	493808,41	791111,15	1269,48
39	493261,21	790866,08	1269,47
34	493903,68	790987,80	1269,47
71	493267,77	791100,24	1269,43
70	493275,24	791208,40	1269,39
51	493766,68	791097,96	1269,25
21	493666,59	790995,61	1269,08
72	493274,88	791150,91	1269,05
22	493659,78	790993,12	1269,04
84	493180,55	790741,59	1271,98
59	493328,20	791114,13	1268,58
69	493230,66	790872,24	1268,56
13	493834,77	790841,22	1268,46
53	493726,88	791122,80	1268,42
41	494006,61	791000,51	1268,12
38	493953,02	790994,16	1268,07
67	493252,12	790907,58	1269,85
60	493311,62	791181,90	1267,94
96	493971,77	791139,44	1267,89
46	493816,89	790972,42	1267,87
102	494133,38	791022,31	1267,85
93	493447,81	791003,08	1267,82
17	493888,44	790861,09	1267,81



Point Topo	x (m)	y (m)	z (m)
15	493885,01	790856,04	1267,62
16	493988,33	790932,16	1267,60
65	493270,54	790999,59	1267,45
14	493975,33	790892,53	1267,40
64	493272,17	791125,56	1267,35
113	493677,89	791171,37	1267,15
47	493801,57	791026,65	1267,06
42	494060,72	791012,75	1267,06
97	494058,70	791098,16	1266,85
1000	493805,95	791047,75	1266,81
49	493828,48	791116,06	1266,41
48	493823,23	791092,43	1266,41
92	493447,40	791069,21	1266,30
24	493707,77	790840,55	1266,00
58	493395,21	791150,80	1265,87
2000	493456,17	791112,26	1265,85
2500	493538,34	791068,49	1265,78
200	493949,03	790820,86	1265,69
10	494204,82	790676,78	1265,61
55	493702,03	791148,35	1265,55
9	493956,70	790824,18	1265,21
91	493453,57	791103,82	1265,15
56	493532,37	791064,31	1265,14
2100	494067,55	791153,89	1265,05
98	494165,98	791126,90	1264,91
101	494208,79	791040,32	1264,40
2400	494128,80	790890,45	1263,94
2200	494264,08	791048,33	1263,71
107	494141,08	790951,23	1263,12
109	494227,18	790855,00	1261,75
99	494222,94	791129,83	1261,74
108	494106,31	790826,37	1261,25
104	494358,53	791064,48	1261,17
2300	494273,01	790845,33	1256,69
8	494068,48	790757,34	1258,09
7	494068,42	790748,88	1257,89
103	494269,32	790934,99	1257,82
3	494251,01	790724,60	1255,11
100	494241,28	790663,80	1255,00
5	494167,54	790696,52	1254,65
6	494161,59	790695,72	1254,53
4	494223,10	790663,07	1254,30
1	494260,19	790629,15	1253,91
105	494764,76	791143,06	1252,15
106	495067,38	791208,76	1250,15
111	495143,21	791247,67	1241,37



ANNEXES XI : Délimitation en surface tributaire de la zone

Tronçon	Coté	Surface partielle desservie (m ²)	surface cumulative desservir (m ²)
80-1600	G	5486,88	5486,88
	D	2820,55	2820,55
80-68	G	0	0
	D	20265,21	20265,21
68-66	G	15076,31	15076,31
	D	6233,47	26498,68
78-66	G	6581,62	6581,62
	D	1966,02	1966,02
66-1500	G	5697,62	20773,93
	D	1350,42	36396,74
1500-500	G	3311,08	24085,01
	D	2248,11	38644,85
1400-500	G	0	9932,71
	D	538,64	538,64
1600-1400	G	4445,83	9932,71
	D	2501,04	10600,01
77-1600	G	2694,32	2694,32
	D	2584,1	2584,1
1400-73	G	769,15	769,15
	D	4710,63	15310,64
73-500	G	1811,04	17890,83
	D	769,15	7029,64
67-73	G	0	0
	D	6260,49	6260,49
67-39	G	0	0
	D	238,78	238,78
1700-39	G	0	0
	D	1693,56	13388,86
87-1700	G	3208,05	3208,05
	D	2529,84	2529,84
84-1700	G	2744,35	2744,35
	D	1581,66	1581,66
81-1700	G	1631,4	1631,4
	D	0	0
39-35	G	6728,66	6728,66
	D	3722,26	17111,12
95-94	G	0	0
	D	0	0

Tronçon	Coté	Surface partielle desservie (m ²)	surface cumulative desservir (m ²)
94-500	G	5554,06	5554,06
	D	5810,25	5810,25
94-2000	G	4868,92	4868,92
	D	2352,41	2352,41
500-2000	G	0	24085,01
	D	3629,04	89030,02
35-32	G	0	6728,66
	D	2966,82	20077,94
35-24	G	2871,79	2871,79
	D	2528,5	2528,5
32-13	G	7698,27	7698,27
	D	3346,09	3346,09
24-13	G	7490,99	23935,64
	D	0	0
13-200	G	0	23935,64
	D	0	0
32-400	G	6493,83	13222,49
	D	3303,28	23381,22
2000-2500	G	0	24085,01
	D	0	96251,35
400-2500	G	6200,54	30285,55
	D	7214,69	103466,04
2500-113	G	0	0
	D	3476,75	3476,75
113-53	G	3575,25	3575,25
	D	2794,03	6270,78
21-53	G	3233,12	3233,12
	D	2839,43	2839,43
53-51	G	1053,3	4628,55
	D	0	12343,33
49-51	G	1168,62	5797,17
	D	0	0
51-400	G	2450,79	14794,12
	D	2871,37	2871,37
900-49	G	2432,07	7252,97
	D	2120,83	7918
400-900	G	0	0
	D	496,42	165135,99



Tronçon	Coté	Surface partielle desservie (m²)	surface cumulative desservir (m²)
110-49	G	1583,89	1583,89
	D	3237,01	3237,01
110-900	G	1947,56	1947,56
	D	0	0
900-38	G	1701,5	20510,89
	D	4592,71	169728,7
400-200	G	7233,36	7233,36
	D	7603,19	30984,41
41-200	G	0	0
	D	8025,52	8025,52
38-41	G	2213,71	24415,46
	D	0	169728,7
110-38	G	0	0
	D	1690,86	1690,86
110-96	G	2663,54	2663,54
	D	3290,74	3290,74
96-2100	G	0	0
	D	0	5954,28
97-2100	G	3544,44	4712,57
	D	2885,08	2885,08
42-97	G	1168,13	1168,13
	D	0	0
200-008	G	4233,17	74412,1
	D	0	0
008-005	G	4896,29	96642,16
	D	0	0
108-008	G	0	0
	D	0	17333,77
14-108	G	3151,97	3151,97
	D	4065,03	4065,03
2400-108	G	0	0
	D	0	10116,77
16-2400	G	4017,34	4017,34
	D	2973	2973
102-2400	G	0	0
	D	3126,43	3126,43
41-102	G	0	25583,59
	D	3406,03	173134,73
102-101	G	5720,29	31303,88
	D	3398,12	176532,85

Tronçon	Coté	Surface partielle desservie (m²)	surface cumulative desservir (m²)
101-99	G	0	0
	D	0	0
2100-99	G	0	0
	D	5223,83	18775,76
101-2200	G	0	31303,88
	D	0	176532,85
2200-103	G	2858,73	2858,73
	D	2660,3	2660,3
107-103	G	3411,78	3411,78
	D	2863,58	2863,58
103-2300	G	3810,76	6669,49
	D	2030,46	14223,83
2400-109	G	2760,6	2760,6
	D	2467,14	2467,14
109-005	G	3287,15	3287,15
	D	3931,43	9159,17
2300-100	G	4705,83	11375,32
	D	3483,28	17707,11
100-106	G	0	138170,91
	D	0	0
005-100	G	0	109088,48
	D	0	0
2200-106	G	13473,93	44777,81
	D	14952,05	191484,9
99-106	G	0	0
	D	14843,49	28395,42
106-Station	G	0	0
	D	0	402174,95



ANNEXES XII : La répartition des agglomérations selon la surface partielle

Tronçon	Fokontany	Coté	Surface partielle desservie (m ²)	Répartition Nombre de population	Nombre de porcin	Nombre de bovin	surface cumulative desservir (m ²)
80-1600	Mamoladahy	G	5486,88	237	34	3	5486,88
	Mamoladahy	D	2820,55	122	17	1	2820,55
80-68	Mamoladahy	G	0	0	0	0	0
	Mamoladahy	D	20265,21	876	124	10	20265,21
68-66	Miakadaza	G	15076,31	3081	745	33	15076,31
	Mamoladahy	D	6233,47	269	38	3	26498,68
78-66	Mamoladahy	G	6581,62	284	40	3	6581,62
	Mamoladahy	D	1966,02	85	12	1	1966,02
66-1500	Mamoladahy	G	5697,62	246	35	3	20773,93
	Miakadaza	D	1350,42	276	67	3	36396,74
1500-500	Miakadaza	G	3311,08	677	164	7	24085,01
	Mamoladahy	D	2248,11	97	14	1	38644,85
1400-500	Mamoladahy	G	0	0	0	0	9932,71
	Mamoladahy	D	538,64	23	3	0	538,64
1600-1400	Mamoladahy	G	4445,83	192	27	2	9932,71
	Mamoladahy	D	2501,04	108	15	1	10600,01
77-1600	Mamoladahy	G	2694,32	116	17	1	2694,32
	Mamoladahy	D	2584,1	112	16	1	2584,1
1400-73	Mamoladahy	G	769,15	33	5	0	769,15
	Mamoladahy	D	4710,63	204	29	2	15310,64
73-500	Mamoladahy	G	1811,04	78	11	1	17890,83
	Tsenakely	D	769,15	34	2	0	7029,64
67-73	Tsenakely	G	0	0	0	0	0
	Tsenakely	D	6260,49	276	19	2	6260,49
67-39	Tsenakely	G	0	0	0	0	0
	Tsenakely	D	238,78	11	1	0	238,78
1700-39	Tsenakely	G	0	0	0	0	0
	Tsenakely	D	1693,56	75	5	1	13388,86
87-1700	Tsenakely	G	3208,05	142	10	1	3208,05
	Tsenakely	D	2529,84	112	8	1	2529,84
84-1700	Tsenakely	G	2744,35	121	8	1	2744,35
	Tsenakely	D	1581,66	70	5	1	1581,66
81-1700	Tsenakely	G	1631,4	72	5	1	1631,4
	Tsenakely	D	0	0	0	0	0
39-35	Tsenakely	G	6728,66	297	20	2	6728,66
	Tsenakely	D	3722,26	164	11	1	17111,12
95-94	Tsenakely	G	0	0	0	0	0
	Tsenakely	D	0	0	0	0	0



Tronçon	Fokontany	Coté	Surface partielle desservie (m ²)	Répartition Nombre de population	Nombre de porcin	Nombre de bovin	surface cumulative desservir (m ²)
94-500	Tsenakely	G	5554,06	245	17	2	5554,06
	Tsenakely	D	5810,25	256	18	2	5810,25
94-2000	Tsenakely	G	4868,92	215	15	2	4868,92
	Tsenakely	D	2352,41	104	7	1	2352,41
500-2000	Tsenakely	G	0	0	0	0	24085,01
	Tsenakely	D	3629,04	160	11	1	89030,02
35-32	Tsenakely	G	0	0	0	0	6728,66
	Tsenakely	D	2966,82	131	9	1	20077,94
35-24	Tsenakely	G	2871,79	127	9	1	2871,79
	Tsenakely	D	2528,5	112	8	1	2528,5
32-13	Tsarafaritra	G	7698,27	361	33	3	7698,27
	Tsarafaritra	D	3346,09	157	14	1	3346,09
24-13	Tsarafaritra	G	7490,99	352	32	3	23935,64
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
13-200	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	23935,64
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
32-400	Tsenakely	G	6493,83	286	20	2	13222,49
	Tsarafaritra	D	3303,28	155	14	1	23381,22
2000-2500	Tsenakely	G	0	0	0	0	24085,01
	Tsenakely	D	0	0	0	0	96251,35
400-2500	Antanambao	G	6200,54	836	100	12	30285,55
	Tsenakely	D	7214,69	318	22	2	103466,04
2500-113	Antanambao	G	0	0	0	0	0
	Antanambao	D	3476,75	469	56	7	3476,75
113-53	Antanambao	G	3575,25	482	58	7	3575,25
	Antanambao	D	2794,03	377	45	5	6270,78
21-53	Antanambao	G	3233,12	436	52	6	3233,12
	Antanambao	D	2839,43	383	46	5	2839,43
53-51	Antanambao	G	1053,3	142	17	2	4628,55
	Antanambao	D	0	0	0	0	12343,33
49-51	Antanambao	G	1168,62	158	19	2	5797,17
	Antanambao	D	0	0	0	0	0
51-400	Antanambao	G	2450,79	331	40	5	14794,12
	Antanambao	D	2871,37	387	46	6	2871,37
900-49	Antanambao	G	2432,07	328	39	5	7252,97
	Antanambao	D	2120,83	286	34	4	7918
400-900	Antanambao	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	496,42	23	2	0	165135,99
110-49	Antanambao	G	1583,89	214	26	3	1583,89
	Antanambao	D	3237,01	437	52	6	3237,01



Tronçon	Fokontany	Coté	Surface partielle desservie (m ²)	Répartition Nombre de population	Nombre de porcin	Nombre de bovin	surface cumulative desservir (m ²)
110-900	Antanambao	G	1947,56	263	31	4	1947,56
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
900-38	Tsarafaritra	G	1701,5	80	7	1	20510,89
	Tsarafaritra	D	4592,71	216	20	2	169728,7
400-200	Tsarafaritra	G	7233,36	340	31	3	7233,36
	Tsarafaritra	D	7603,19	357	33	3	30984,41
41-200	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	8025,52	377	35	3	8025,52
38-41	Tsarafaritra	G	2213,71	104	10	1	24415,46
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	169728,7
110-38	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	1690,86	79	7	1	1690,86
110-96	Antanambao	G	2663,54	359	43	5	2663,54
	Tsarafaritra	D	3290,74	154	14	1	3290,74
96-2100	Antanambao	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	5954,28
97-2100	Tsarafaritra	G	3544,44	166	15	1	4712,57
	Tsarafaritra	D	2885,08	135	12	1	2885,08
42-97	Tsarafaritra	G	1168,13	55	5	0	1168,13
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
200-008	Tsarafaritra	G	4233,17	199	18	2	74412,1
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
008-005	Tsarafaritra	G	4896,29	230	21	2	96642,16
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
108-008	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	17333,77
14-108	Tsarafaritra	G	3151,97	148	14	1	3151,97
	Tsarafaritra	D	4065,03	191	18	2	4065,03
2400-108	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	10116,77
16-2400	Tsarafaritra	G	4017,34	189	17	2	4017,34
	Tsarafaritra	D	2973	140	13	1	2973
102-2400	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	3126,43	147	14	1	3126,43
41-102	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	25583,59
	Tsarafaritra	D	3406,03	160	15	1	173134,73
102-101	Tsarafaritra	G	5720,29	269	25	2	31303,88
	Tsarafaritra	D	3398,12	160	15	1	176532,85
101-99	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0



Tronçon	Fokontany	Coté	Surface partielle desservie (m ²)	Répartition Nombre de population	Nombre de porcin	Nombre de bovin	surface cumulative desservir (m ²)
2100-99	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	5223,83	245	23	2	18775,76
101-2200	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	31303,88
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	176532,85
2200-103	Tsarafaritra	G	2858,73	134	12	1	2858,73
	Tsarafaritra	D	2660,3	125	12	1	2660,3
107-103	Tsarafaritra	G	3411,78	160	15	1	3411,78
	Tsarafaritra	D	2863,58	134	12	1	2863,58
103-2300	Tsarafaritra	G	3810,76	179	17	1	6669,49
	Tsarafaritra	D	2030,46	95	9	1	14223,83
2400-109	Tsarafaritra	G	2760,6	130	12	1	2760,6
	Tsarafaritra	D	2467,14	116	11	1	2467,14
109-005	Tsarafaritra	G	3287,15	154	14	1	3287,15
	Tsarafaritra	D	3931,43	185	17	1	9159,17
2300-100	Tsarafaritra	G	4705,83	221	20	2	11375,32
	Tsarafaritra	D	3483,28	164	15	1	17707,11
100-106	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	138170,91
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
005-100	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	109088,48
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	0
2200-106	Tsarafaritra	G	13473,93	632	58	5	44777,81
	Tsarafaritra	D	14952,05	702	65	6	191484,9
99-106	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	14843,49	697	64	6	28395,42
106-Station	Tsarafaritra	G	0	0	0	0	0
	Tsarafaritra	D	0	0	0	0	402174,95

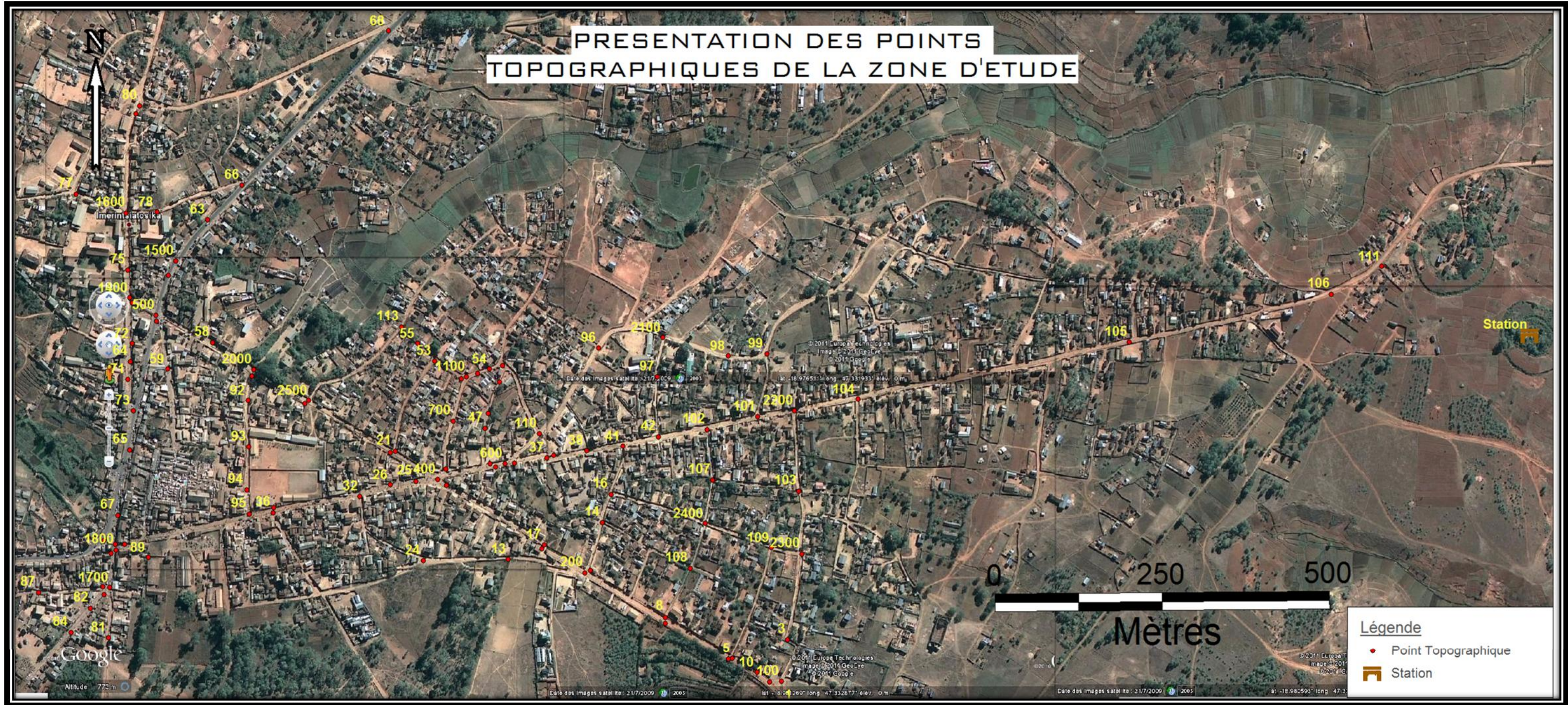
TOTAL	402 174,95	25 344	3 178	260	
--------------	-------------------	---------------	--------------	------------	--

G : A gauche du tronçon.

D : A droite du tronçon.



ANNEXES XIII : Points topographies de la zone d'étude





ANNEXES XVI : La pluviométrie maximale journalière des stations plus proches.

Ivato

Année	Pmax24 (mm)
1995	152.5
1996	89
1997	100.5
1998	126.9
1999	53.6
2000	126.6
2001	141.1
2002	97.8
2003	105.4
2004	46.8
2005	98.1
2006	71.9
2007	93.6
2008	68.4
2009	94.7

Antananarivo

Année	Pmax24 (mm)
1970	69
1971	84
1972	89
1973	82
1974	67
1975	128
1976	52
1977	78
1978	115
1979	89
1980	78
1981	132
1982	147
1983	67
1984	99
1985	77
1986	73
1987	140
1988	82
1989	98
1990	42
1991	62
1992	57
2000	128
2001	76.5
2002	67.3
2003	93
2004	78.2
2005	57.7
2006	54.8
2007	81
2008	87.2
2009	57.1

Arivonimamo

Année	Pmax24 (mm)
1960	61.6
1961	84.1
1962	79.6
1963	86.3
1964	83.6
1965	71.4
1966	91.3
1967	100.8
1968	69.7
1969	91.7
1970	81.5
1971	76.4
1972	64.8
1973	64.7
1974	99.1
1975	97.1
1976	55.6
1977	117.6
1978	83
1979	77.8
1980	56.3
1981	102.4



ANNEXES XVII : Détermination de l'intensité de pluie du Site

La pluviométrie du site est définie par la formule $P_F = P_0 + 0,780 \cdot \uparrow \cdot u_F$; Tel que $P_0 = \bar{P} - 0,45 \cdot \uparrow$ (Loi de Gumbel)

Ivato

Moyenne	97,79
Ecart type	30,24
Gradex	23,63
Po	84,19
Po,2	72,94
P0,8	119,62
p0,1	64,48
p0,9	137,35
p0,04	60,65
p0,93	147,35

Antananarivo

Moyenne	83,46
Ecart type	27,25
Gradex	21,29
Po	71,19
Po,2	61,06
P0,8	103,12
p0,1	53,44
p0,9	119,10
p0,07	49,99
p0,93	128,11

Arivonimamo

Moyenne	81,65
Ecart type	16,11
Gradex	12,58
Po	74,41
Po,2	68,42
P0,8	93,28
p0,1	63,91
p0,9	102,73
p0,07	61,87
p0,93	108,05

Formule de proximité de deux (2) station : $P_{1-2} = \frac{P_1 \cdot d_2 + P_2 \cdot d_1}{d_1 + d_2}$; tel que : $Cp_1 = \frac{d_2}{d_1 + d_2}$

Distance en (km)			Antananarivo - Ivato		Antananarivo - Arivonimamo		Ivato - Arivonimamo	
			Cp (Antananarivo)	Cp (Ivato)	Cp (Antananarivo)	Cp (Arivonimamo)	Cp (Ivato)	Cp (Arivonimamo)
Distance (Antananarivo, site)	d1	22,56	0,53	0,47	0,41	0,59	0,38	0,62
Distance (Ivato, site)	d2	25,35						
Distance (Arivonimamo, site)	d3	15,75						
d1+d2		47,91						
d1+d3		38,31						
d2+d3		41,1						



T	5	10	15	20	25
1/T	0,20	0,10	0,07	0,05	0,04
1-1/T	0,80	0,90	0,93	0,95	0,96
uF (1/T) = LN (-LN (1/T))	-0,48	-0,83	-1,00	-1,10	-1,17
uF (1-1/T) = LN (-LN (1-1/T))	1,50	2,25	2,67	2,97	3,199

T	5	10	15
1/T	0,20	0,10	0,07
F	0,80	0,90	0,93
uF	1,50	2,25	2,67
PF Antananarivo	103,12	119,10	128,11
PF Arivonimamo	93,28	102,73	108,05
PF Ivato	119,62	137,35	147,35

Détermination du P0,2 et P0,8 du site

calcul Po,2 du site												
Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
po,2 Tana	239,6	214,7	141,8	40,2	17,0	5,6	8,1	10,4	10,4	46,1	128,2	226,6
po,2 Ivato	303,0	240,9	180,1	38,1	18,1	9,4	7,1	4,4	17,1	38,7	109,9	281,3
po,2 Tana/Ivato	269,5	227,0	159,8	39,2	17,5	7,4	7,6	7,6	13,5	42,6	119,6	252,4
po,2 Arivo	258,4	240,8	207,9	52,8	19,5	5,4	10,1	10,2	14,3	49,5	144,3	276,7
po,2 Tana/Arivo	250,7	230,1	180,7	47,7	18,5	5,5	9,3	10,3	12,7	48,1	137,7	256,1
po,2 Ivato/Arivo	275,5	240,8	197,2	47,2	18,9	6,9	8,9	8,0	15,4	45,3	131,1	278,5
po,2 Site	265,2	232,6	179,3	44,7	18,3	6,6	8,6	8,6	13,8	45,3	129,4	262,3

Calcul Po,8 du site												
Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
po,8 Tana	331,8	297,3	196,4	55,7	23,5	7,7	11,2	14,3	14,3	63,9	177,5	313,9
po,8 Ivato	425,6	338,3	252,9	53,4	25,3	13,2	10,0	6,2	24,0	54,3	154,3	395,1
po,8 Tana/Ivato	376,0	316,6	223,0	54,6	24,4	10,3	10,6	10,5	18,9	59,3	166,6	352,1
po,8 Arivo	327,0	304,7	263,1	66,9	24,7	6,8	12,8	12,9	18,1	62,6	182,6	350,2
po,8 Tana/Arivo	329,0	247,6	282,4	8312,8	9,7	3,2	4,6	5,9	5,9	26,3	73,0	129,0
po,8 Ivato/Arivo	364,8	317,6	259,2	61,7	24,9	9,2	11,7	10,3	20,3	59,4	171,8	367,4
po,8 Site	356,6	293,9	254,9	2809,7	19,7	7,6	9,0	8,9	15,0	48,3	137,1	282,9



La pluviométrie du site est obtenue par la moyenne des pluviométries des stations

pluviométrie max 24h du site (mm)							
pluviométrie de fréquence F	Tana	Ivato	Arivo	Tana/Ivato	Tana/Arivo	Ivato/Arivo	site
p0,2	61,1	72,9	68,4	66,7	65,4	70,2	67,4
p0,8	103,1	119,6	93,3	110,9	97,3	103,4	103,9
p0,1	53,4	64,5	63,9	58,6	59,6	64,1	60,8
p0,9	119,1	137,4	102,7	127,7	109,5	116,0	117,7
p0,07	49,99	60,65	61,87	55,0	57,0	61,4	57,8
p0,93	128,11	147,35	108,05	137,2	116,3	123,1	125,5

Tana : Antananarivo

Arivo : Arivonimamo

L'intensité de pluie du site pour une période de retour décennal est obtenue par la formule $i(t, F) = P(24, F) \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^b$ qui est égal à 2,73 mm/h (b = 0,288 ; d'après B.C.E.O.M) pour une surface de 17,2 Ha.



ANNEXES XVIII : Dimensionnement du réseau d'eaux pluvial

Tronçon	Coté	Pente admise I (m)	Débit à évacuer (m ³ /s)	Dimension (Formule de Bazin)		Section S (m ²)	Rayon Hydraulique R (m)	Profondeur d'eau h(m)	Vitesse moyenne V (m/s)
				L (m)	H (m)				
400-2500	G	0,0050	0,136	0,40	0,40	0,16	0,117	0,28	0,85029292
	D	0,0030	0,109	0,40	0,40	0,16	0,123	0,32	0,68286117
51-53	G	0,0150	0,000	-	-	-	-	-	-
	D	0,0030	0,024	0,40	0,40	0,16	0,016	0,02	0,14834977
53-113	G	0,0030	0,051	0,40	0,40	0,16	0,045	0,06	0,3200876
	D	0,0030	0,111	0,40	0,40	0,16	0,125	0,34	0,69209111
21-53	G	0,0030	0,062	0,40	0,40	0,16	0,058	0,08	0,38666358
	D	0,0035	0,112	0,40	0,40	0,16	0,115	0,27	0,69905575
113-2500	G	0,0150	0,235	0,40	0,40	0,16	0,117	0,28	1,4704108
	D	0,0150	0,000	-	-	-	-	-	-
2500 (Exutoire)			0,481						
51-49	G	0,0030	0,046	0,40	0,40	0,16	0,039	0,05	0,28640418
	D	0,0070	0,163	0,40	0,40	0,16	0,119	0,29	1,01582692
400-51	G	0,0030	0,100	0,40	0,40	0,16	0,110	0,24	0,62646328
	D	0,0030	0,062	0,40	0,40	0,16	0,058	0,08	0,38936364
900-49	G	0,0030	0,081	0,40	0,40	0,16	0,083	0,14	0,50897389
	D	0,0030	0,055	0,40	0,40	0,16	0,050	0,07	0,34547065
900-110	G	0,0030	0,041	0,40	0,40	0,16	0,033	0,04	0,25672221
	D	0,0008	0,000	-	-	-	-	-	-
400-900	G	0,0030	0,023	0,40	0,40	0,16	0,016	0,02	0,14656357
	D	0,0014	0,000	-	-	-	-	-	-
110-49	G	0,0030	0,079	0,40	0,40	0,16	0,081	0,13	0,49676645
	D	0,0030	0,079	0,40	0,40	0,16	0,079	0,13	0,49097307
49 (Exutoire)			0,503						
400-900	G	0,0030	0,000	-	-	-	-	-	-
	D	0,0030	0,028	0,40	0,40	0,16	0,020	0,02	0,17459232
110-900	G	0,0030	0,026	0,40	0,40	0,16	0,018	0,02	0,1634589
	D	0,0007	0,000	-	-	-	-	-	-
900-38	G	0,0030	0,060	0,40	0,40	0,16	0,055	0,08	0,37494382
	D	0,0040	0,108	0,40	0,40	0,16	0,100	0,20	0,67533449
38-41	G	0,0070	0,149	0,40	0,40	0,16	0,105	0,22	0,92815535
	D	0,0070	0,156	0,40	0,40	0,16	0,112	0,26	0,97460109
110-38	G	0,0030	0,055	0,40	0,40	0,16	0,049	0,06	0,34205411
	D	0,0030	0,034	0,40	0,40	0,16	0,026	0,03	0,21115742
110-96	G	0,0030	0,018	0,40	0,40	0,16	0,011	0,01	0,11530275
	D	0,0030	0,032	0,40	0,40	0,16	0,024	0,03	0,20305441



Tronçon	Coté	Pente admise I	Débit à évacuer (m ³ /s)	Dimension (Formule de Bazin)		Section S (m ²)	Rayon Hydraulique R (m)	Profondeur d'eau h(m)	Vitesse moyenne V (m/s)
				L (m)	H (m)				
96-2100	G	0,0243	0,000	-	-	-	-	-	-
	D	0,0030	0,093	0,40	0,40	0,16	0,100	0,20	0,58387313
2100-98	G	0,0015	0,000	-	-	-	-	-	-
	D	0,0070	0,162	0,40	0,40	0,16	0,118	0,29	1,01027808
98-99	G	0,0516	0,000	-	-	-	-	-	-
	D	0,0090	0,191	0,40	0,40	0,16	0,125	0,33	1,19467239
99-101	G	0,0030	0,049	0,40	0,40	0,16	0,042	0,05	0,30416902
	D	0,0150	0,215	0,40	0,40	0,16	0,104	0,21	1,34092419
41-42	G	0,0150	0,234	0,40	0,40	0,16	0,116	0,28	1,46260668
	D	0,0110	0,208	0,40	0,40	0,16	0,122	0,31	1,3014431
2100-42	G	0,0030	0,084	0,40	0,40	0,16	0,086	0,15	0,52385134
	D	0,0100	0,162	0,40	0,40	0,16	0,093	0,17	1,01178256
42--102	G	0,0160	0,480	0,50	0,50	0,25	0,160	0,44	1,91887397
	D	0,0200	0,279	0,40	0,40	0,16	0,121	0,31	1,74116812
102-101	G	0,0300	0,629	0,50	0,50	0,25	0,151	0,38	2,51640346
	D	0,0350	0,363	0,40	0,40	0,16	0,119	0,29	2,2692154
101-2200	G	0,0050	0,918	0,80	0,80	0,64	0,236	0,57	1,434392
	D	0,0130	0,413	0,50	0,50	0,25	0,150	0,38	1,65237254
2200-106	G	0,0166	1,697	0,80	0,80	0,64	0,240	0,60	2,65108132
	D	0,0166	1,400	0,80	0,80	0,64	0,186	0,35	2,18770726
106 (Exutoire)			3,097						
400-17	G	0,0150	0,213	0,40	0,40	0,16	0,103	0,21	1,33240073
	D	0,0080	0,168	0,40	0,40	0,16	0,114	0,26	1,04976061
17-200	G	0,0180	0,235	0,40	0,40	0,16	0,103	0,21	1,46577723
	D	0,0100	0,184	0,40	0,40	0,16	0,110	0,25	1,14850839
41-16	G	0,0030	0,016	0,40	0,40	0,16	0,010	0,01	0,10292514
	D	0,0030	0,028	0,40	0,40	0,16	0,020	0,02	0,17611253
16-14	G	0,0030	0,015	0,40	0,40	0,16	0,009	0,01	0,09602771
	D	0,0030	0,074	0,40	0,40	0,16	0,073	0,12	0,46226787
14-200	G	0,0030	0,023	0,40	0,40	0,16	0,015	0,02	0,14318707
	D	0,0030	0,087	0,40	0,40	0,16	0,091	0,17	0,54580927
200-008	G	0,0100	0,623	0,60	0,60	0,36	0,191	0,52	1,73017434
	D	0,0452	0,000	-	-	-	-	-	-
102-107	G	0,0030	0,007	0,40	0,40	0,16	0,003	0,00	0,04462234
	D	0,0030	0,025	0,40	0,40	0,16	0,017	0,02	0,15535875
107-2400	G	0,0030	0,016	0,40	0,40	0,16	0,009	0,01	0,099613
	D	0,0040	0,056	0,40	0,40	0,16	0,042	0,05	0,35055613
16-2400	G	0,0050	0,121	0,40	0,40	0,16	0,100	0,20	0,75679365
	D	0,0030	0,068	0,40	0,40	0,16	0,065	0,10	0,4229827



Tronçon	Coté	Pente admise I	Débit à évacuer (m ³ /s)	Dimension (Formule de Bazin)		Section S (m ²)	Rayon Hydraulique R (m)	Profondeur d'eau h(m)	Vitesse moyenne V (m/s)
				L (m)	H (m)				
14 - 108	G	0,0040	0,084	0,40	0,40	0,16	0,072	0,11	0,52573766
	D	0,0050	0,092	0,40	0,40	0,16	0,070	0,11	0,57526385
2400-108	G	0,0080	0,019	0,40	0,40	0,16	0,006	0,01	0,11839037
	D	0,0055	0,275	0,50	0,50	0,25	0,155	0,41	1,10043089
108-008	G	0,0030	0,045	0,40	0,40	0,16	0,038	0,05	0,28424471
	D	0,0200	0,479	0,50	0,50	0,25	0,137	0,31	1,91555519
008-005	G	0,0090	1,250	0,80	0,80	0,64	0,240	0,60	1,95323427
	D	0,0296	-	-	-	-	-	-	-
2400-109	G	0,0050	0,078	0,40	0,40	0,16	0,056	0,08	0,49030664
	D	0,0050	0,041	0,40	0,40	0,16	0,023	0,03	0,25400643
109-005	G	0,0040	0,116	0,40	0,40	0,16	0,110	0,24	0,723166
	D	0,0100	0,193	0,40	0,40	0,16	0,118	0,29	1,20646509
2200-103	G	0,0983	-	-	-	-	-	-	-
	D	0,0030	0,047	0,40	0,40	0,16	0,040	0,05	0,29395374
107-103	G	0,0030	0,072	0,40	0,40	0,16	0,071	0,11	0,45270185
	D	0,0030	0,065	0,40	0,40	0,16	0,062	0,09	0,4062175
103-2300	G	0,0127	-	-	-	-	-	-	-
	D	0,0170	0,259	0,40	0,40	0,16	0,122	0,31	1,6178739
109-2300	G	0,0030	0,092	0,40	0,40	0,16	0,098	0,19	0,57474472
	D	0,0030	0,011	0,40	0,40	0,16	0,006	0,01	0,07024423
2300-100	G	0,0093	-	-	-	-	-	-	-
	D	0,0140	0,439	0,50	0,50	0,25	0,155	0,41	1,75752717
005-100	G	0,0150	1,639	0,80	0,80	0,64	0,245	0,63	2,56035743
	D	0,0085	-	-	-	-	-	-	-
100 (Exutoire)			1,861						



ANNEXES XIX : Dimensionnement des réseaux d'eaux usées domestique et effluent fermier

Nœuds	Qm (l/s)	Pointe	Qmax (l/s)	Pente I	Q ps (m3/s)	Dth (mm)	Dc (mm)	Qc (m3/s)	Vps (m/s)	V 1/2S (m/s)	V 2/10S (m/s)	Vr (m/s)
80-1600	0,1094	4,00	0,438	0,0190	0,000527	39,01	200	0,0412	1,312	1,312	1,004	1,30757
80-68	0,2670	4,00	1,068	0,0097	0,001287	61,79	200	0,0295	0,939	0,939	0,719	0,93592
68-66	1,3142	3,68	4,837	0,0055	0,005828	121,21	200	0,0222	0,706	0,706	0,540	0,70306
78-66	0,1126	4,00	0,450	0,0181	0,000543	39,80	200	0,0402	1,280	1,280	0,979	1,27545
66-1500	1,5883	3,48	5,533	0,0063	0,006666	124,27	200	0,0237	0,755	0,755	0,578	0,75246
1500-500	1,8299	3,35	6,127	0,0100	0,007382	118,40	200	0,0299	0,951	0,951	0,728	0,94801
1400-500	0,1380	4,00	0,552	0,0070	0,000665	51,33	200	0,0250	0,796	0,796	0,609	0,79316
1600-1400	0,2705	4,00	1,082	0,0285	0,001304	50,79	200	0,0504	1,605	1,605	1,228	1,59944
77-1600	0,0695	4,00	0,278	0,0218	0,000335	32,08	200	0,0441	1,405	1,405	1,075	1,39961
1400-73	0,2118	4,00	0,847	0,0064	0,001021	61,31	200	0,0239	0,761	0,761	0,582	0,75841
73-500	0,3403	4,00	1,361	0,0064	0,001640	73,23	200	0,0239	0,761	0,761	0,582	0,75841
67-73	0,0935	4,00	0,374	0,0060	0,000451	45,66	200	0,0231	0,737	0,737	0,564	0,73433
1800-67	0,0034	4,00	0,014	0,0072	0,000017	12,78	200	0,0254	0,808	0,808	0,618	0,80501
1700-1800	0,1934	4,00	0,774	0,0243	0,000932	46,12	200	0,0466	1,485	1,485	1,136	1,47908
87-1700	0,0825	4,00	0,330	0,0060	0,000398	43,55	200	0,0232	0,738	0,738	0,565	0,73531
84-1700	0,0622	4,00	0,249	0,0094	0,000300	36,05	200	0,0289	0,922	0,922	0,705	0,91819
81-1700	0,0235	4,00	0,094	0,0060	0,000113	27,19	200	0,0231	0,737	0,737	0,564	0,73433
1800-35	0,3430	4,00	1,372	0,0054	0,001653	75,74	200	0,0220	0,701	0,701	0,536	0,69864
95-94	-	-	-	0,0205	-	-	-	-	-	-	-	-
94-500	0,1635	4,00	0,654	0,0056	0,000788	57,04	200	0,0224	0,712	0,712	0,545	0,70943
94-2000	0,1039	4,00	0,416	0,0216	0,000501	37,34	200	0,0440	1,400	1,400	1,071	1,39486
500-2000	2,5238	3,07	7,757	0,0247	0,009346	109,16	200	0,0470	1,496	1,496	1,144	1,49053
35-32	0,3856	4,00	1,543	0,0054	0,001858	79,15	200	0,0220	0,701	0,701	0,536	0,69843
35-24	0,0777	4,00	0,311	0,0366	0,000374	30,35	200	0,0572	1,820	1,820	1,393	1,8137
32-13	0,1527	4,00	0,611	0,0082	0,000736	51,71	200	0,0271	0,864	0,864	0,661	0,86038
24-13	0,1812	4,00	0,725	0,0077	0,000873	55,91	200	0,0261	0,832	0,832	0,637	0,82939
13-200	0,2877	4,00	1,151	0,0110	0,001386	62,15	200	0,0313	0,996	0,996	0,762	0,99274



Nœuds	Qm (l/s)	Pointe	Qmax (l/s)	Pente I	Q ps (m3/s)	Dth (mm)	Dc (mm)	Qc (m3/s)	Vps (m/s)	V 1/2S (m/s)	V 2/10S (m/s)	Vr (m/s)
32-400	0,5247	4,00	2,099	0,0056	0,002529	88,33	200	0,0224	0,712	0,712	0,545	0,70943
2000-2500	2,6277	3,04	7,994	0,0061	0,009631	143,52	200	0,0233	0,743	0,743	0,568	0,74042
400-2500	0,3574	4,00	1,429	0,0189	0,001722	60,85	200	0,0411	1,310	1,310	1,002	1,30479
2500-113	3,1272	2,91	9,112	0,0067	0,010978	147,92	200	0,0245	0,781	0,781	0,598	0,77861
53-113	1,2007	3,78	4,540	0,0092	0,005470	107,50	200	0,0286	0,912	0,912	0,698	0,90878
21-53	0,2483	4,00	0,993	0,0056	0,001197	66,72	200	0,0224	0,712	0,712	0,545	0,70943
51-53	0,6919	4,00	2,767	0,0190	0,003334	77,92	200	0,0412	1,311	1,311	1,003	1,30651
49-51	0,4311	4,00	1,725	0,0543	0,002078	53,59	200	0,0696	2,217	2,217	1,696	2,20913
400-51	0,2177	4,00	0,871	0,0066	0,001049	61,52	200	0,0243	0,775	0,775	0,593	0,77186
900-49	0,1862	4,00	0,745	0,0263	0,000897	44,80	200	0,0485	1,544	1,544	1,181	1,53842
400-900	0,1971	4,00	0,788	0,0060	0,000950	60,39	200	0,0231	0,737	0,737	0,564	0,73433
110-49	0,1972	4,00	0,789	0,0337	0,000950	43,70	200	0,0549	1,748	1,748	1,337	1,74119
110-900	0,0796	4,00	0,319	0,0060	0,000384	43,00	200	0,0231	0,737	0,737	0,564	0,73433
900-38	0,3637	4,00	1,455	0,0128	0,001753	65,94	200	0,0338	1,076	1,076	0,823	1,07213
400-200	0,5396	4,00	2,158	0,0179	0,002600	71,78	200	0,0400	1,273	1,273	0,974	1,2686
41-200	0,1109	4,00	0,444	0,0128	0,000535	42,24	200	0,0338	1,076	1,076	0,823	1,07211
38-41	0,4177	4,00	1,671	0,0065	0,002013	78,85	200	0,0241	0,767	0,767	0,587	0,76431
110-38	0,0234	4,00	0,093	0,0231	0,000113	21,09	200	0,0454	1,446	1,446	1,106	1,44041
110-96	0,1544	4,00	0,618	0,0161	0,000744	45,80	200	0,0379	1,207	1,207	0,924	1,20281
96-2100	0,1544	4,00	0,618	0,0270	0,000744	41,58	200	0,0491	1,563	1,563	1,195	1,55689
97-2100	0,1050	4,00	0,420	0,0245	0,000506	36,63	200	0,0468	1,490	1,490	1,140	1,48457
42-97	0,0161	4,00	0,065	0,0056	0,000078	23,94	200	0,0224	0,712	0,712	0,545	0,70943
200-008	0,9967	4,00	3,987	0,0552	0,004803	73,15	200	0,0702	2,236	2,236	1,711	2,22798
008-005	1,3544	3,65	4,941	0,0262	0,005953	91,18	200	0,0484	1,540	1,540	1,178	1,53448
108-008	0,2900	4,00	1,160	0,0397	0,001398	48,98	200	0,0595	1,896	1,896	1,450	1,88886
14-108	0,0998	4,00	0,399	0,0431	0,000481	32,32	200	0,0620	1,976	1,976	1,512	1,96875
2400-108	0,1398	4,00	0,559	0,0424	0,000674	36,80	200	0,0615	1,960	1,960	1,499	1,95274
16-2400	0,0966	4,00	0,387	0,0259	0,000466	35,13	200	0,0481	1,532	1,532	1,172	1,52683
102-2400	0,0432	4,00	0,173	0,0290	0,000208	25,44	200	0,0509	1,620	1,620	1,240	1,61457

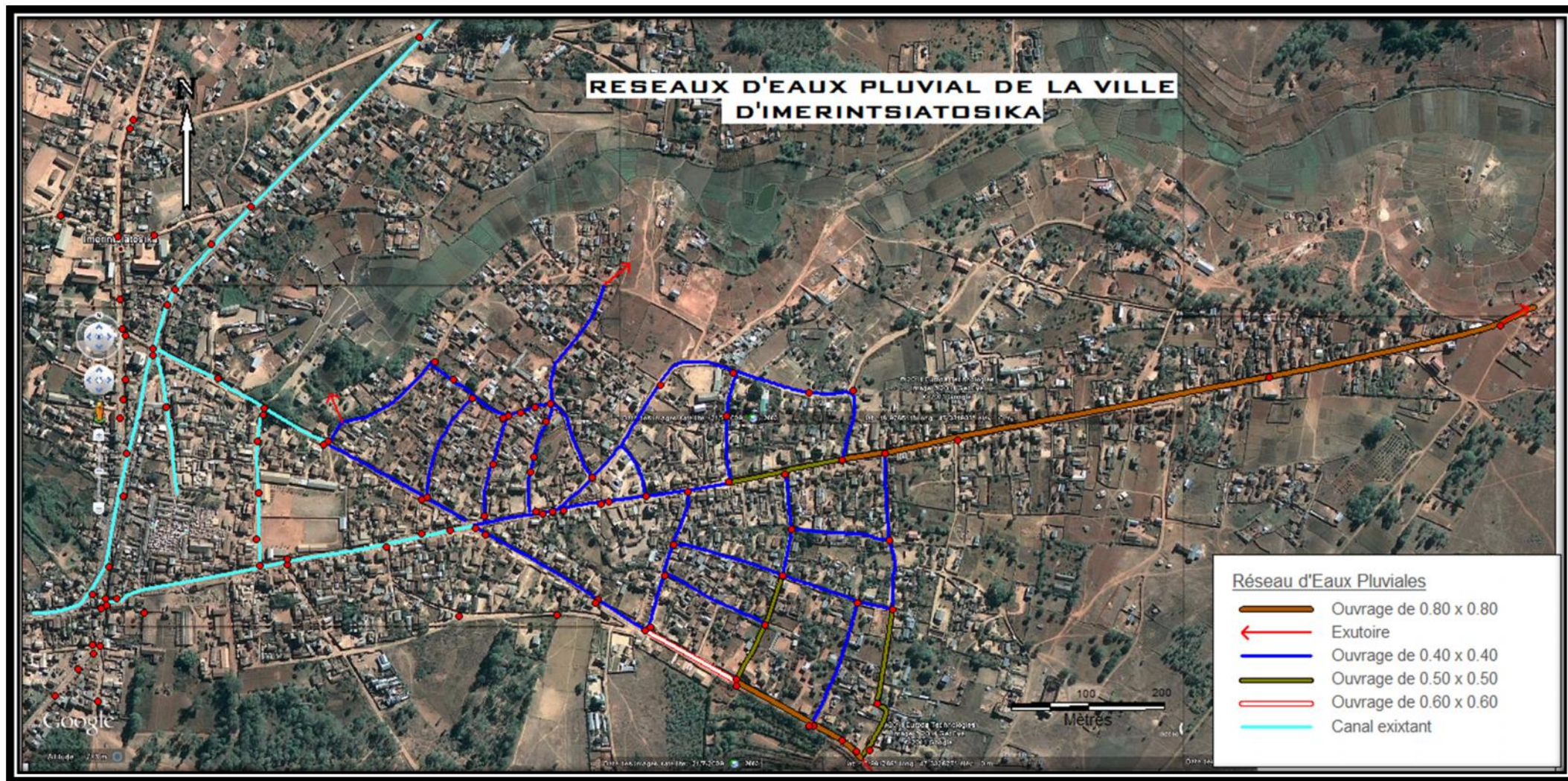


Nœuds	Qm (l/s)	Pointe p	Qmax (l/s)	Pente I	Q ps (m3/s)	Dth (mm)	Dc (mm)	Qc (m3/s)	Vps (m/s)	V 1/2S (m/s)	V 2/10S (m/s)	Vr (m/s)
41-102	0,4648	4,00	1,859	0,0080	0,002240	78,94	200	0,0267	0,851	0,851	0,651	0,84793
102-101	0,5908	4,00	2,363	0,0300	0,002847	67,41	200	0,0517	1,648	1,648	1,261	1,642
101-99	-	-	-	0,0313	-	-	-	-	-	-	-	-
113-2100	4,3279	2,70	11,693	0,0080	0,014088	157,31	200	0,0267	0,851	0,851	0,651	0,84793
2100-99	4,6596	2,66	12,386	0,0209	0,014923	134,20	200	0,0432	1,377	1,377	1,054	1,37214
101-2200	0,5908	4,00	2,363	0,0130	0,002847	78,86	200	0,0341	1,085	1,085	0,830	1,08066
2200-103	0,0763	4,00	0,305	0,0519	0,000368	28,23	200	0,0681	2,168	2,168	1,658	2,1596
107-103	0,0867	4,00	0,347	0,0402	0,000418	31,08	200	0,0599	1,908	1,908	1,460	1,90105
103-2300	0,2888	4,00	1,155	0,0123	0,001392	60,88	200	0,0332	1,057	1,057	0,809	1,05352
2400-109	0,0723	4,00	0,289	0,0203	0,000348	32,98	200	0,0426	1,357	1,357	1,038	1,35185
109-005	0,1721	4,00	0,688	0,0432	0,000829	39,64	200	0,0621	1,977	1,977	1,513	1,97011
2300-100	0,4020	4,00	1,608	0,0093	0,001937	72,74	200	0,0287	0,915	0,915	0,700	0,91202
100-106	1,9285	3,30	6,364	0,0081	0,007668	125,03	200	0,0268	0,855	0,855	0,654	0,85148
005-100	1,5265	3,52	5,378	0,0065	0,006480	122,24	200	0,0241	0,767	0,767	0,587	0,76431
2200-106	0,9838	4,00	3,935	0,0350	0,004741	79,29	200	0,0559	1,780	1,780	1,362	1,77357
99-106	4,8648	2,63	12,811	0,0240	0,015435	132,53	200	0,0462	1,473	1,473	1,127	1,46746
106-Station	7,6868	2,40	18,462	0,0350	0,022243	141,57	200	0,0559	1,780	1,780	1,362	1,77357

- **p** : le coefficient de pointe admise
- **Dth** : le diamètre théorique
- **I** : La pente projet.
- **Dc** : le diamètre commercial.
- Les différents débits :
 - **Qm** : débit moyen ;
 - **Qmax** : le débit maximal ;
 - **Qps** : le débit de pointe ;
 - **Qc** : le débit correspond au diamètre commercial **Dc**.
- **Vps** : Les vitesses à pleine section,
- **V1/2S** : les vitesses à section rempli à moitié
- **V2/10S** : les vitesses à section rempli au 2/10 du diamètre;
- **Vr** : les vitesses réelles de l'écoulement.

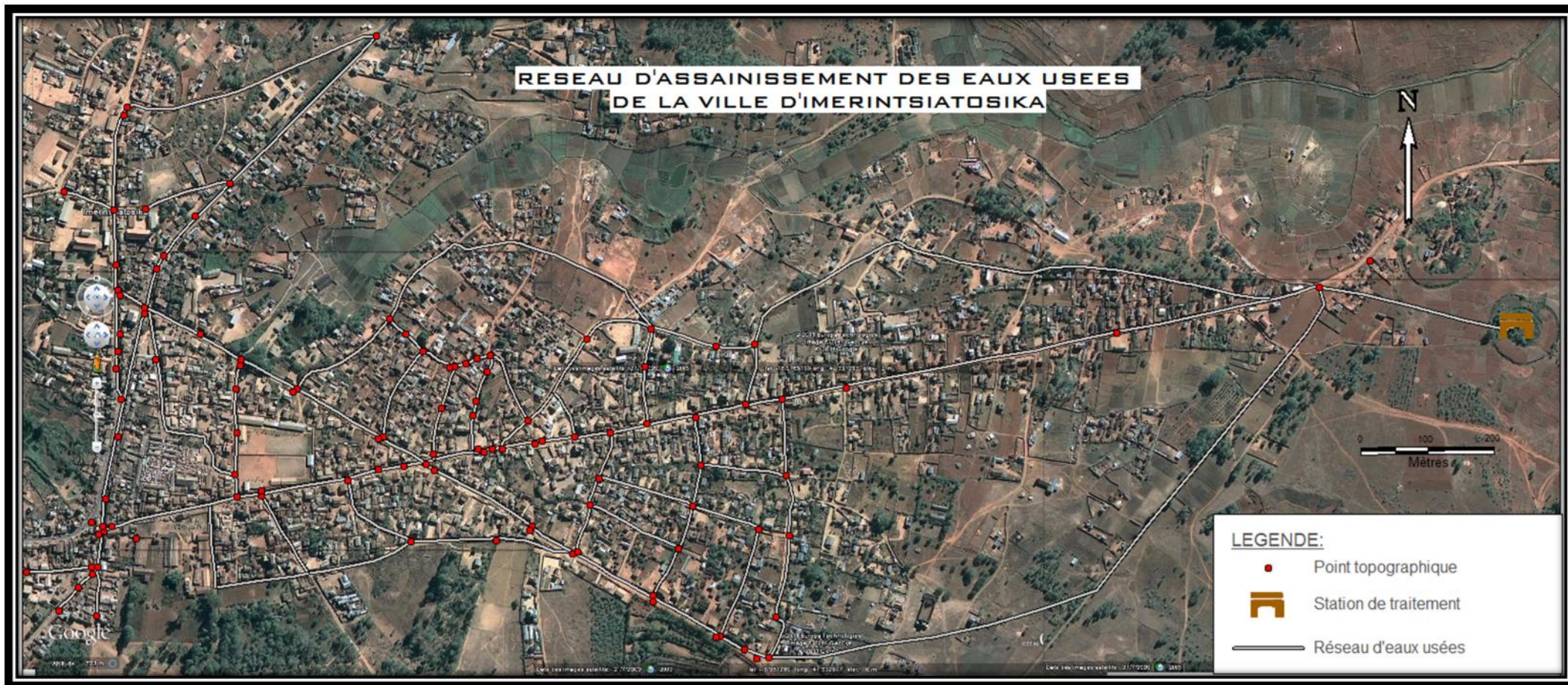


ANNEXES XX : Réseau d'assainissement d'eaux pluviales de la ville





ANNEXES XXI : Réseaux d'assainissement des eaux usées et effluents fermiers





ANNEXES XXII : Les caractéristiques des regards.

Tronçon	Coté	Profondeur de la conduite par rapport au TN (m)		altitude des regards	
		Amont	Aval	Amont	Aval
80-1600	G	0.800	0.800	1275.16	1272.24
	D	0.800	0.800	1275.16	1272.24
80-68	G	-	-	-	-
	D	0.800	0.800	1275.16	1271.39
68-66	G	0.800	1.344	1271.39	1269.82
	D	0.800	1.344	1271.39	1269.82
78-66	G	1.344	1.344	1272.26	1269.82
	D	1.344	1.344	1272.26	1269.82
66-1500	G	1.344	2.201	1269.82	1269.29
	D	1.344	2.201	1269.82	1269.29
1500-500	G	2.201	1.541	1269.29	1268.29
	D	2.201	1.541	1269.29	1268.29
1400-500	G	1.101	1.541	1268.51	1268.29
	D	1.360	1.800	1268.25	1268.03
1600-1400	G	1.101	1.101	1271.94	1268.51
	D	0.745	0.328	1272.29	1269.28
77-1600	G	0.745	0.745	1274.11	1272.29
	D	0.745	0.745	1274.11	1272.29
1400-73	G	0.328	0.998	1269.28	1268.61
	D	0.328	0.998	1269.28	1268.61
73-500	G	0.998	1.800	1268.61	1268.03
	D	0.998	1.800	1268.61	1268.03
67-73	G	-	-	-	-
	D	0.508	0.998	1269.34	1268.61
1800-67	G	0.774	0.508	1270.40	1269.34
	D	-	-	-	-
1700-1800	G	-	-	-	-
	D	0.676	1.200	1270.27	1269.97
87-1700	G	0.676	0.676	1271.09	1270.27
	D	0.676	0.676	1271.09	1270.27
84-1700	G	0.676	0.676	1271.30	1270.27
	D	0.676	0.676	1271.30	1270.27
81-1700	G	0.402	0.676	1270.72	1270.27
	D	-	-	-	-
1800-35	G	1.000	1.080	1270.17	1269.25
	D	1.200	1.275	1269.97	1269.06

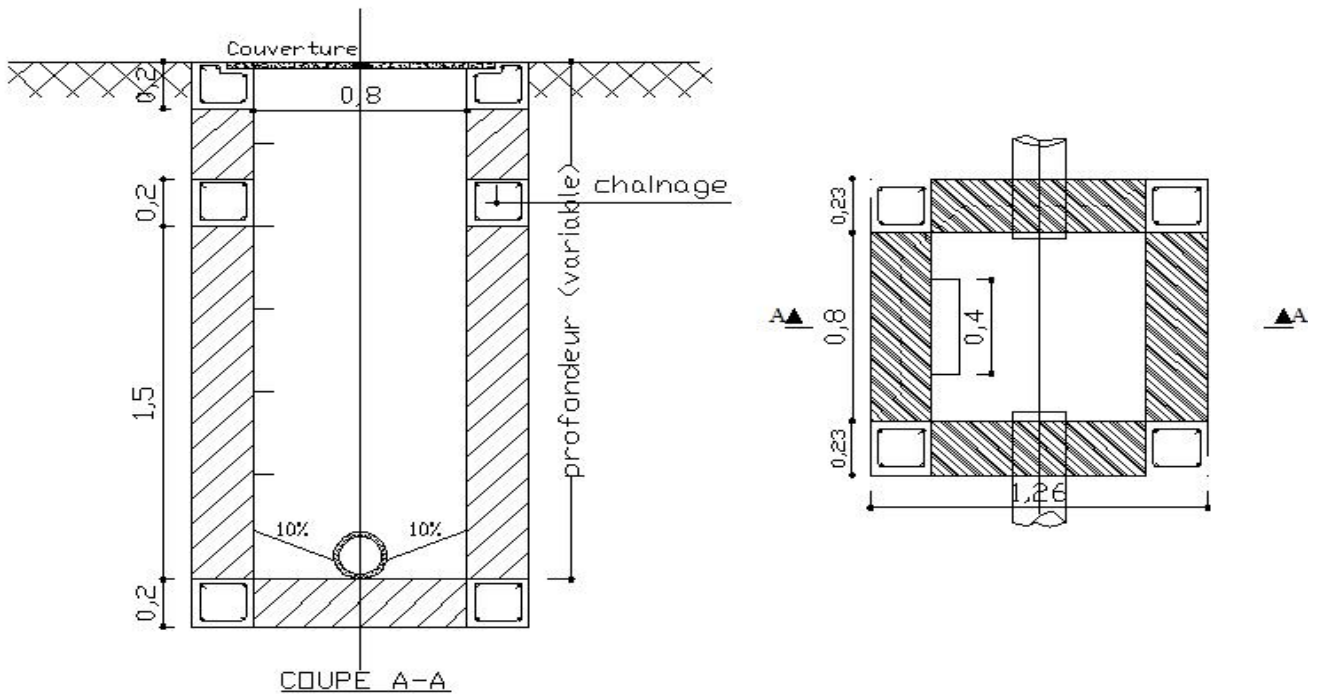
Tronçon	Coté	Profondeur de la conduite par rapport au TN (m)		altitude des regards	
		Amont	Aval	Amont	Aval
95-94	G	-	-	-	-
	D	-	-	-	-
94-500	G	0.500	2.181	1269.00	1267.65
	D	0.500	2.181	1269.00	1267.65
94-2000	G	0.850	0.850	1268.65	1265.00
	D	0.850	0.850	1268.65	1265.00
500-2000	G	1.541	1.103	1268.29	1264.75
	D	1.800	0.815	1268.03	1265.04
35-32	G	1.080	1.080	1269.25	1268.66
	D	1.275	1.174	1269.06	1268.57
35-24	G	1.200	1.200	1269.13	1264.80
	D	1.200	1.200	1269.13	1264.80
32-13	G	1.500	1.463	1268.24	1267.00
	D	1.500	1.463	1268.24	1267.00
24-13	G	1.200	1.200	1264.80	1262.23
	D	-	-	-	-
13-200	G	1.463	1.463	1267.00	1264.23
	D	-	-	-	-
32-400	G	1.080	2.177	1268.66	1267.91
	D	1.174	2.171	1268.57	1267.82
2000-2500	G	0.850	1.227	1265.00	1264.55
	D	0.850	1.227	1265.00	1264.55
400-2500	G	0.981	1.227	1269.21	1264.55
	D	0.981	1.227	1269.21	1264.55
2500-113	G	-	-	-	-
	D	1.227	2.184	1264.55	1263.84
53-113	G	1.326	1.326	1267.09	1265.82
	D	1.326	1.326	1267.09	1265.82
21-53	G	1.200	1.194	1267.88	1267.23
	D	1.200	1.194	1267.88	1267.23
51-53	G	1.326	1.326	1267.92	1267.09
	D	1.326	1.326	1267.92	1267.09
49-51	G	1.200	1.326	1265.21	1264.97
	D	-	-	-	-
400-51	G	1.200	1.394	1268.99	1267.86
	D	1.200	1.394	1268.99	1267.86



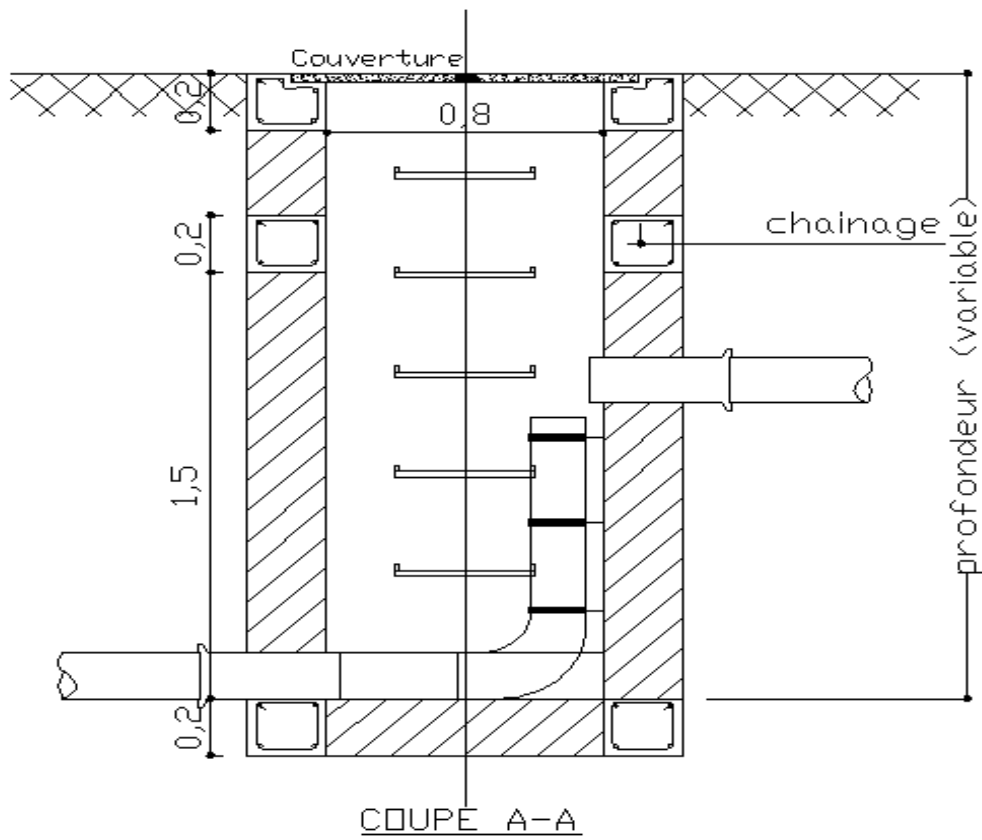
Tronçon	Coté	Profondeur de la conduite par rapport au TN (m)		altitude des regards	
		Amont	Aval	Amont	Aval
900-49	G	1.200	1.200	1268.91	1265.21
	D	1.200	1.200	1268.91	1265.21
400-900	G	-	-	-	-
	D	2.277	2.277	1267.91	1267.63
110-49	G	1.000	1.000	1269.06	1265.41
	D	1.000	1.000	1269.06	1265.41
110-900	G	0.697	1.200	1269.36	1268.91
	D	-	-	-	-
900-38	G	1.200	1.200	1268.91	1266.87
	D	2.477	1.394	1267.63	1266.68
400-200	G	1.200	1.200	1268.99	1264.49
	D	2.371	1.389	1267.82	1264.30
41-200	G	-	-	-	-
	D	1.389	1.389	1266.73	1264.30
38-41	G	1.200	1.513	1266.87	1266.61
	D	1.394	1.681	1266.68	1266.44
110-38	G	-	-	-	-
	D	1.200	1.200	1268.86	1266.87
110-96	G	1.200	1.200	1268.86	1266.69
	D	1.200	1.200	1268.86	1266.69
96-2100	G	-	-	-	-
	D	1.200	1.200	1266.69	1263.85
97-2100	G	1.137	1.137	1265.71	1263.91
	D	1.137	1.137	1265.71	1263.91
42-97	G	1.000	1.137	1266.06	1265.71
	D	1.000	1.137	1266.06	1265.71
200-008	G	1.389	1.389	1264.30	1256.70
	D	-	-	-	-
008-005	G	1.389	1.389	1256.70	1253.26
	D	-	-	-	-
108-008	G	1.389	1.389	1259.86	1256.70
	D	1.389	1.389	1259.86	1256.70
14-108	G	1.389	1.389	1266.01	1259.86
	D	1.389	1.389	1266.01	1259.86
2400-108	G	-	-	-	-
	D	1.389	1.389	1262.55	1259.86

Tronçon	Coté	Profondeur de la conduite par rapport au TN (m)		altitude des regards	
		Amont	Aval	Amont	Aval
16-2400	G	1.389	1.389	1266.21	1262.55
	D	1.389	1.389	1266.21	1262.55
102-2400	G	-	-	-	-
	D	1.389	1.389	1266.46	1262.55
41-102	G	1.304	1.304	1266.82	1266.55
	D	1.304	1.304	1266.82	1266.55
102-101	G	1.304	1.304	1266.55	1263.10
	D	1.304	1.304	1266.55	1263.10
101-99	G	-	-	-	-
	D	-	-	-	-
113-2100	G	-	-	-	-
	D	0.408	1.800	1266.74	1263.25
2100-99	G	-	-	-	-
	D	1.800	1.800	1263.25	1259.94
101-2200	G	1.304	1.304	1263.10	1262.41
	D	1.304	1.304	1263.10	1262.41
2200-103	G	1.800	1.800	1261.91	1256.02
	D	1.800	1.800	1261.91	1256.02
107-103	G	1.800	1.800	1261.32	1256.02
	D	1.800	1.800	1261.32	1256.02
103-2300	G	1.800	1.800	1256.02	1254.89
	D	1.800	1.800	1256.02	1254.89
2400-109	G	1.100	1.100	1262.84	1260.65
	D	1.100	1.100	1262.84	1260.65
109-005	G	1.100	1.100	1260.65	1253.55
	D	1.100	1.100	1260.65	1253.55
2300-100	G	1.800	1.800	1254.89	1253.20
	D	1.800	1.800	1254.89	1253.20
100-106	G	1.800	1.800	1253.20	1248.35
	D	-	-	-	-
005-100	G	1.100	1.800	1253.55	1253.20
	D	-	-	-	-
2200-106	G	1.304	1.800	1262.41	1248.35
	D	1.304	1.800	1262.41	1248.35
99-106	G	-	-	-	-
	D	1.800	1.800	1259.94	1248.35

ANNEXES XXIII : Type de regard de visite du réseau d'eau usée



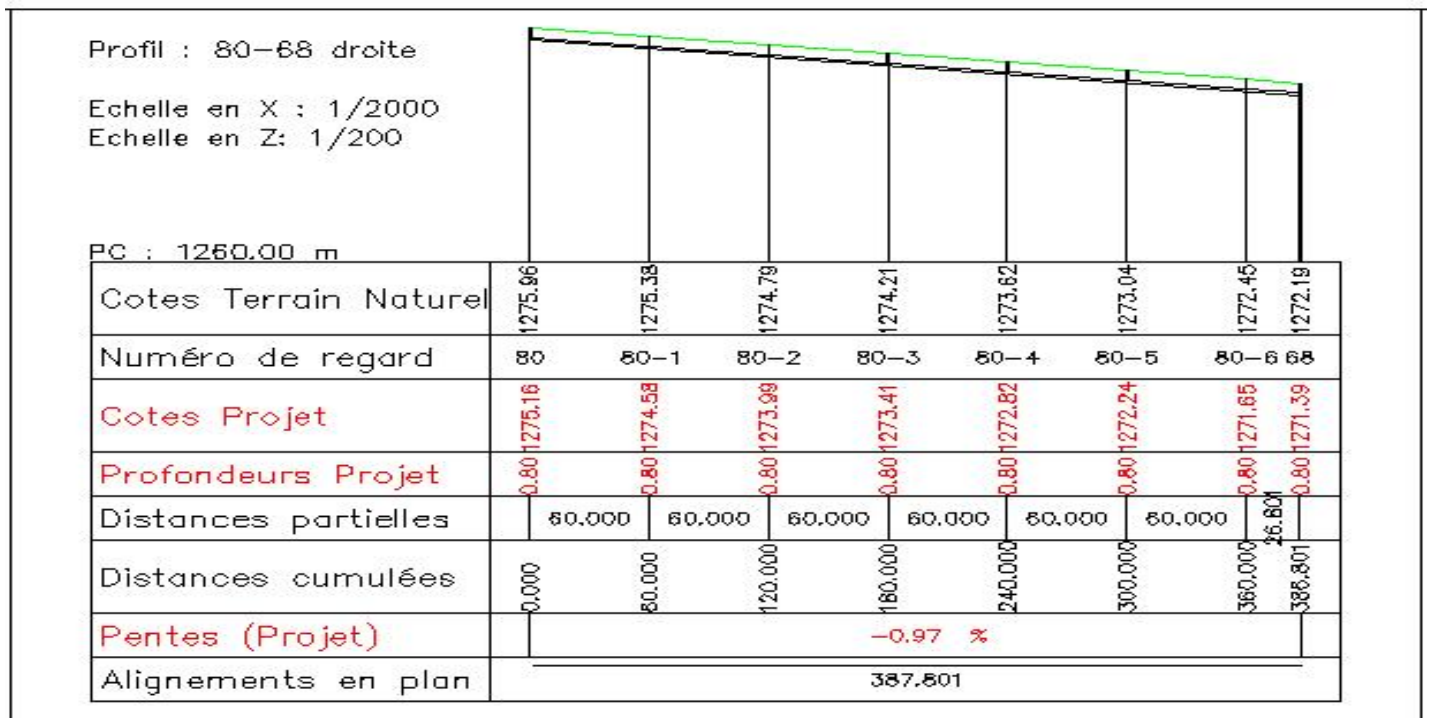
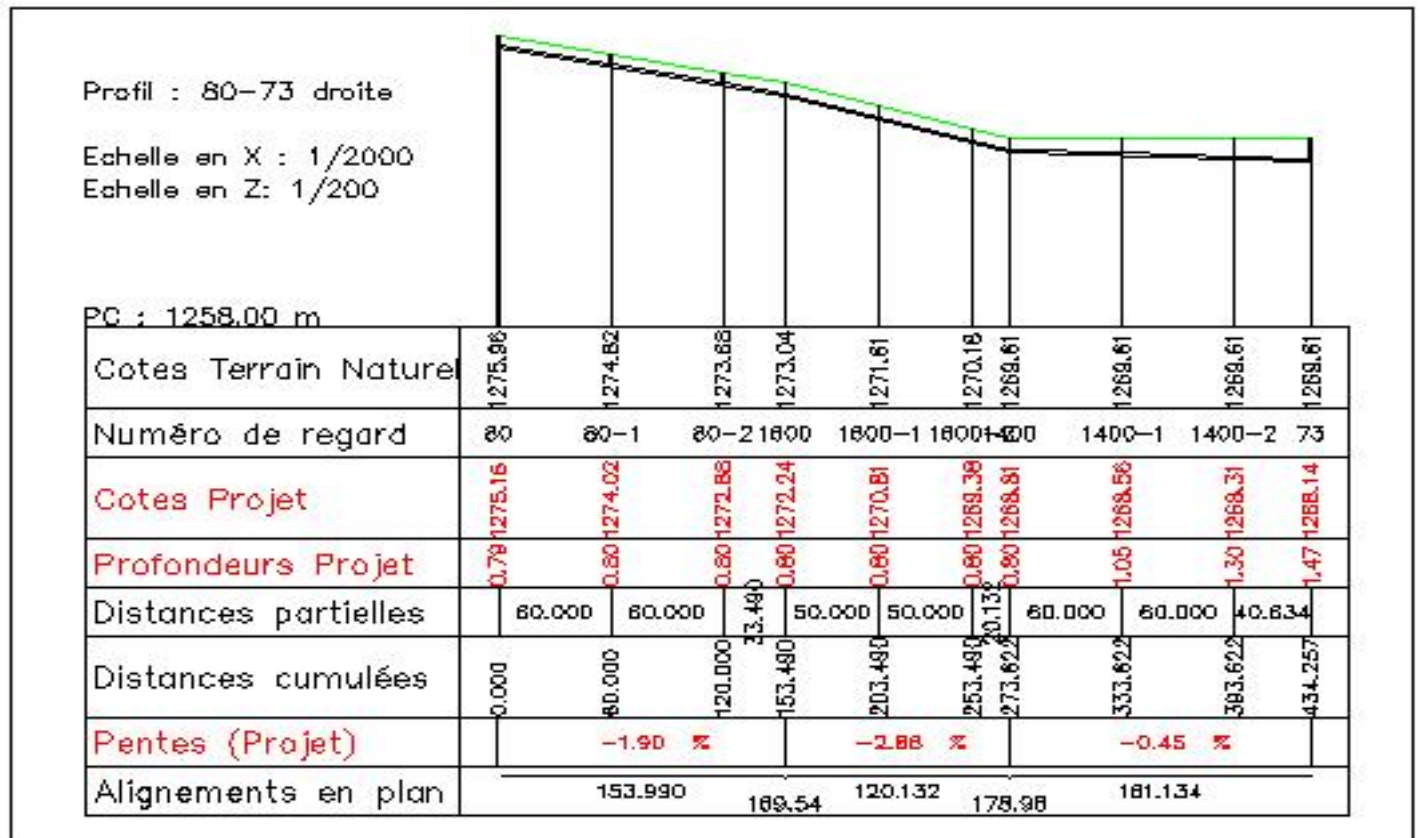
Regard de visite de type ordinaire



Regard de chute



ANNEXES XXIV : Quelque profil en long des conduites





Profil : 400-100 gauche

Echelle en X : 1/2000

Echelle en Z : 1/200

PC : 1247.00 m

Cotes Terrain Naturel	1270.19	1269.32	1268.44	1267.56	1266.69	1265.69	1262.88	1260.07	1258.09	1256.31	1254.65	1254.87	1255.00
Numéro de regard	400	400-5	400-6	400-7	400-8	200	200-1	200-2	8	8-1	5	5-1	100
Cotes Projet	1268.96	1268.09	1267.22	1266.35	1265.48	1264.49	1261.52	1258.55	1256.45	1254.67	1253.01	1252.88	1252.80
Profondeurs Projet	1.22	1.22	1.22	1.21	1.21	1.20	1.36	1.53	1.64	1.64	1.64	1.89	2.20
Distances partielles	50.000	50.000	50.000	50.000	56.810	50.000	50.000	35.289	60.000	56.241	50.000	30.673	2.000
Distances cumulées	0.000	50.000	100.000	150.000	200.000	256.810	306.810	356.810	392.100	452.100	508.341	538.341	589.014
Pentes (Projet)		1.74 %		-1.74 %			-5.94 %		-2.96 %		-0.26 %		
Alignements en plan	50.500	179.99		206.810		176.51	135.289	176.45	116.241	172.38	81.173		

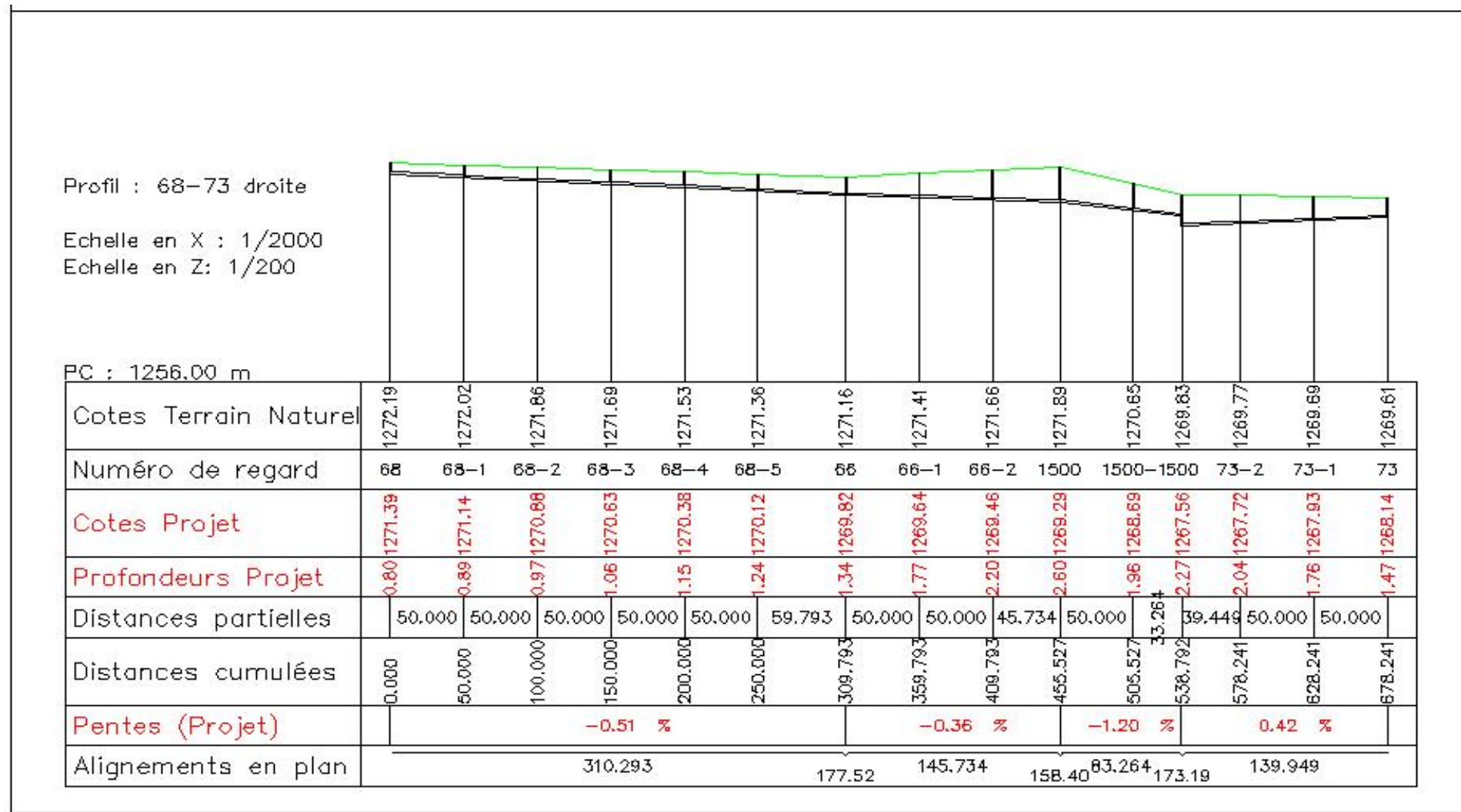
Profil : 500-400 gauche

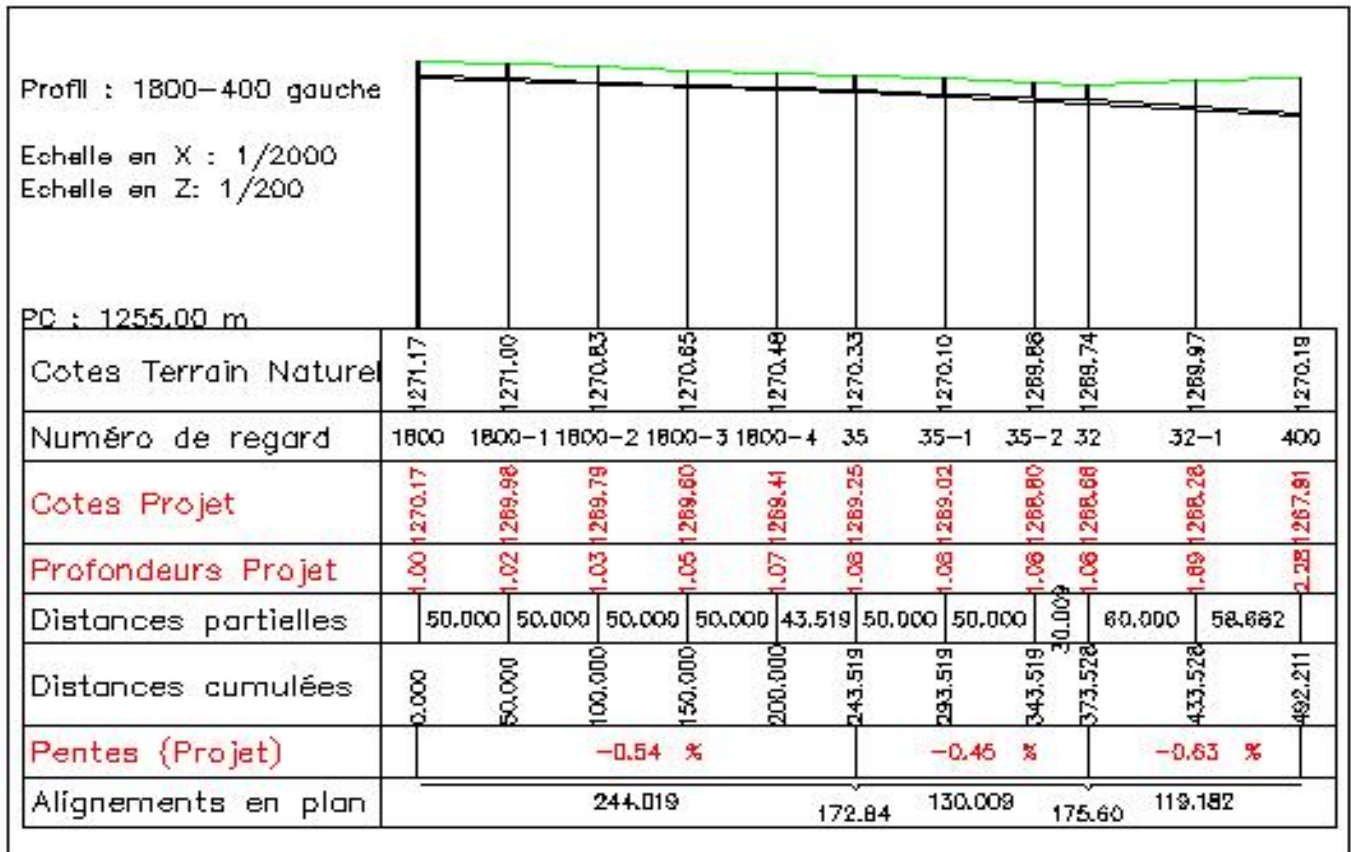
Echelle en X : 1/2000

Echelle en Z : 1/200

PC : 1253.00 m

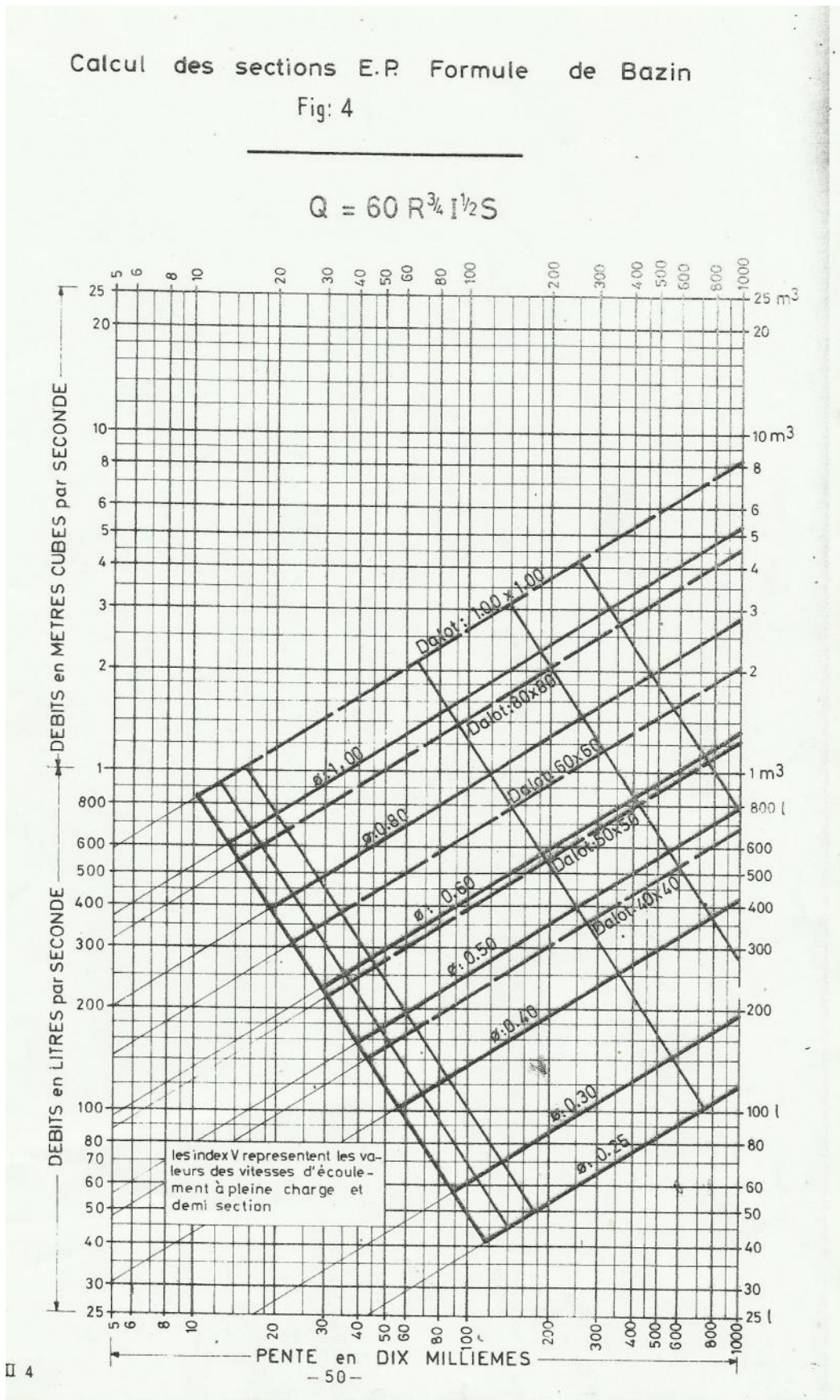
Cotes Terrain Naturel	1269.83	1268.38	1266.93	1265.85	1265.81	1265.78	1266.63	1267.81	1269.00	1270.19
Numéro de regard	500	500-1	500-2	2000	2000-1	2500	400-3	400-2	400-1	400
Cotes Projet	1268.29	1266.86	1265.42	1264.77	1264.53	1264.30	1265.19	1266.45	1267.70	1268.96
Profondeurs Projet	1.53	1.53	1.51	1.08	1.28	1.48	1.43	1.36	1.30	1.22
Distances partielles		60.000	60.000	44.771	50.000	43.101	42.772	60.000	60.000	60.000
Distances cumulées	0.000	60.000	120.000	164.771	214.771	257.871	300.643	360.643	420.643	480.643
Pentes (Projet)		-2.39 %		1.45 %		-0.47 %		2.09 %		
Alignements en plan		165.271		179.80	93.101	177.41		223.272		







ANNEXES XXV : Abaque « Calcul des section E.P Formule de Bazin »





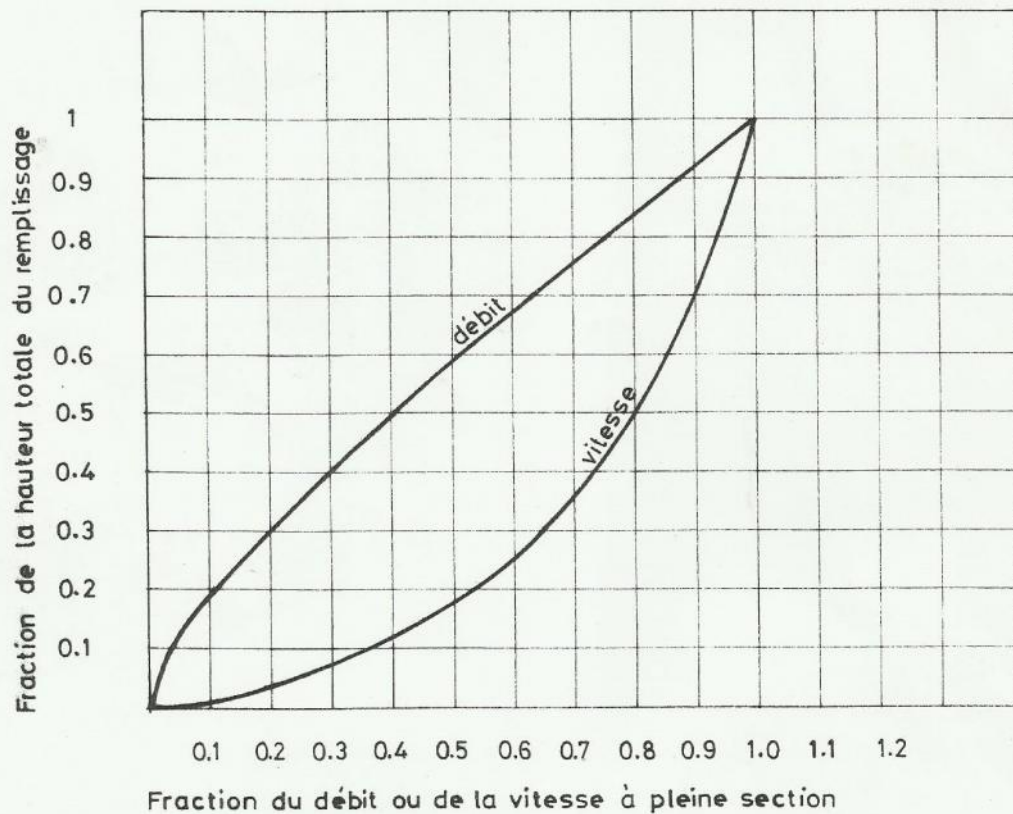
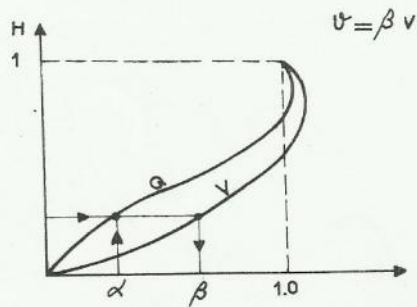
ANNEXES XXVI : Variations des débits et vitesses en fonction du remplissage (Dalot section carrée)

VARIATIONS DES DEBITS ET VITESSES
EN FONCTION DU REMPLISSAGE

Fig: 5.1

MODE D'EMPLOI

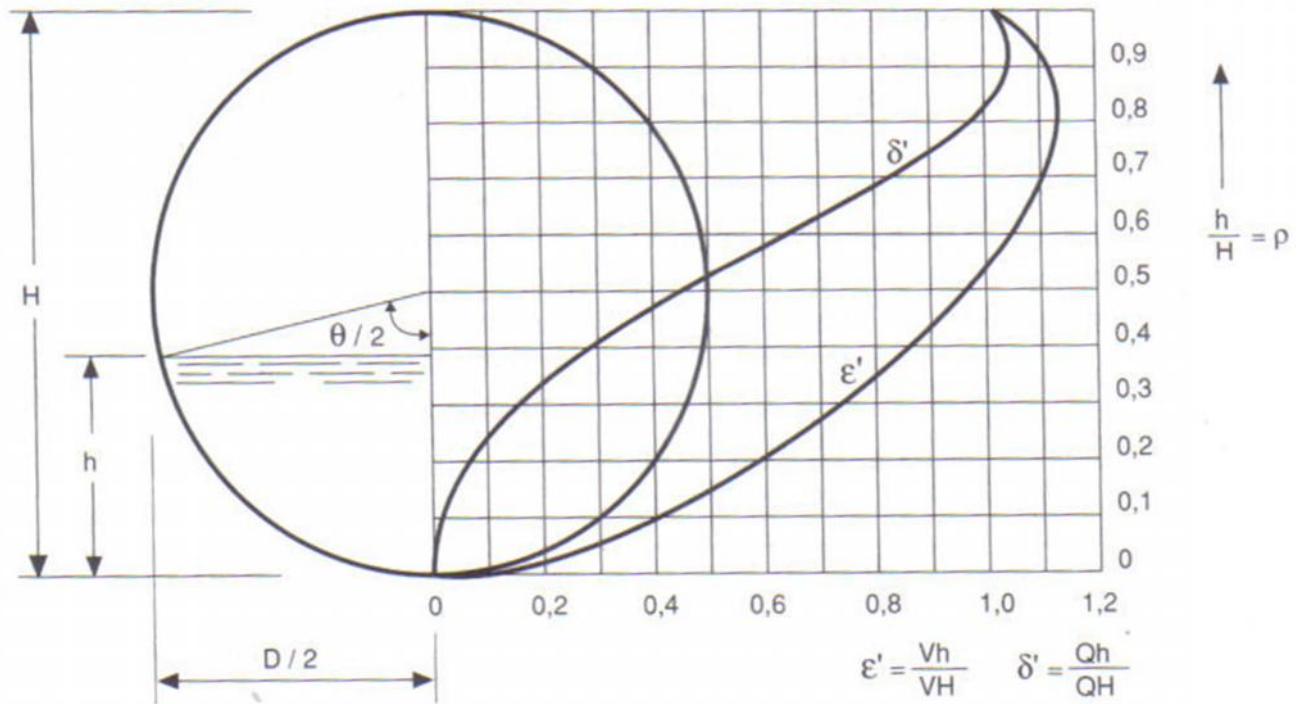
Vitesse pour une fraction αQ du débit maximum ($Q, 1.03$ ou $1.07Q$)



DALOTS (section carrée)



ANNEXES XXVII : Remplissage d'une canalisation circulaire (Monogramme de Manning)



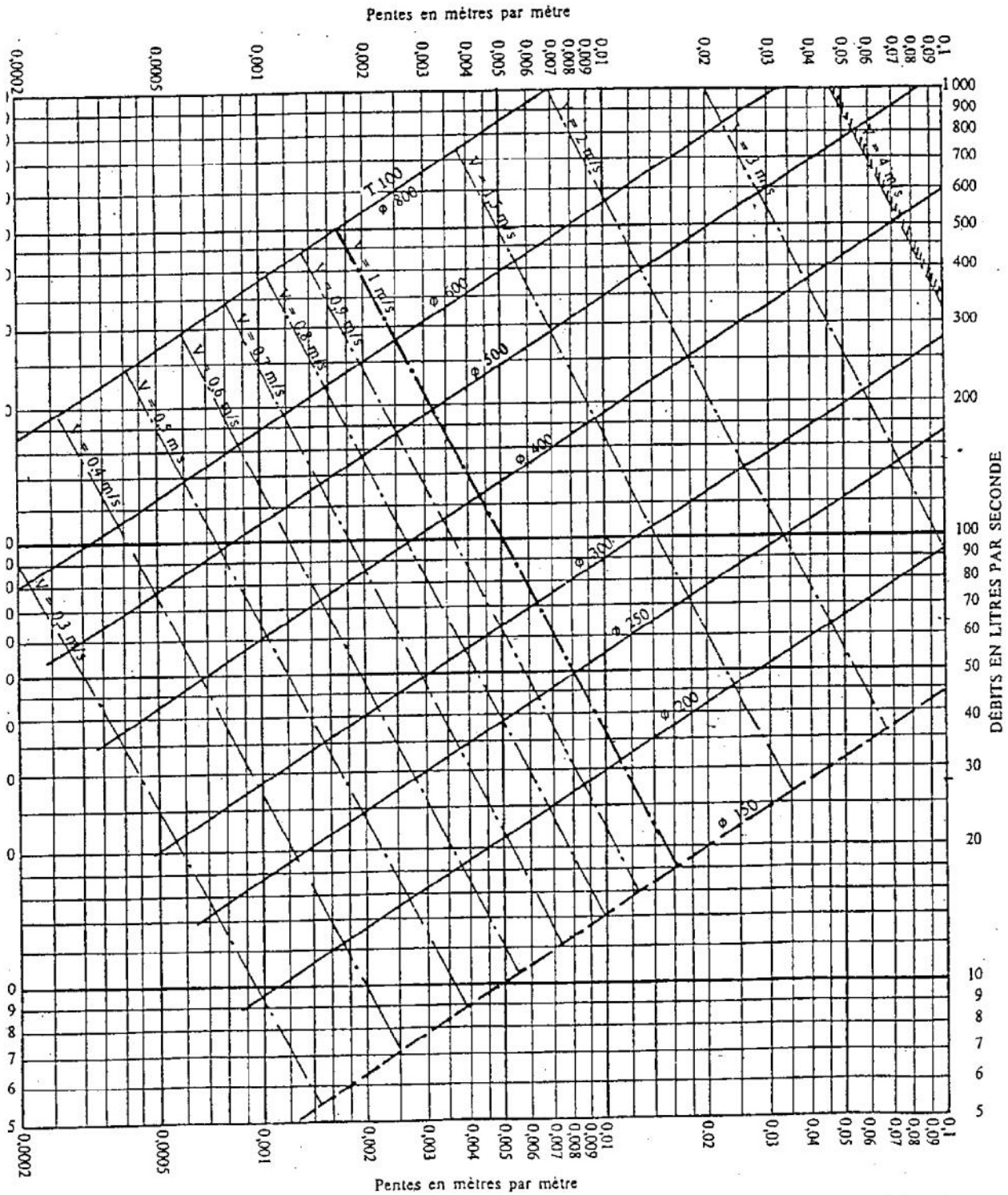


ANNEXES XXVIII : Abaque (Ab.3): Réseaux d'eaux usées en système séparatif

ABAQUE Ab. 3

Ab. 3

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.



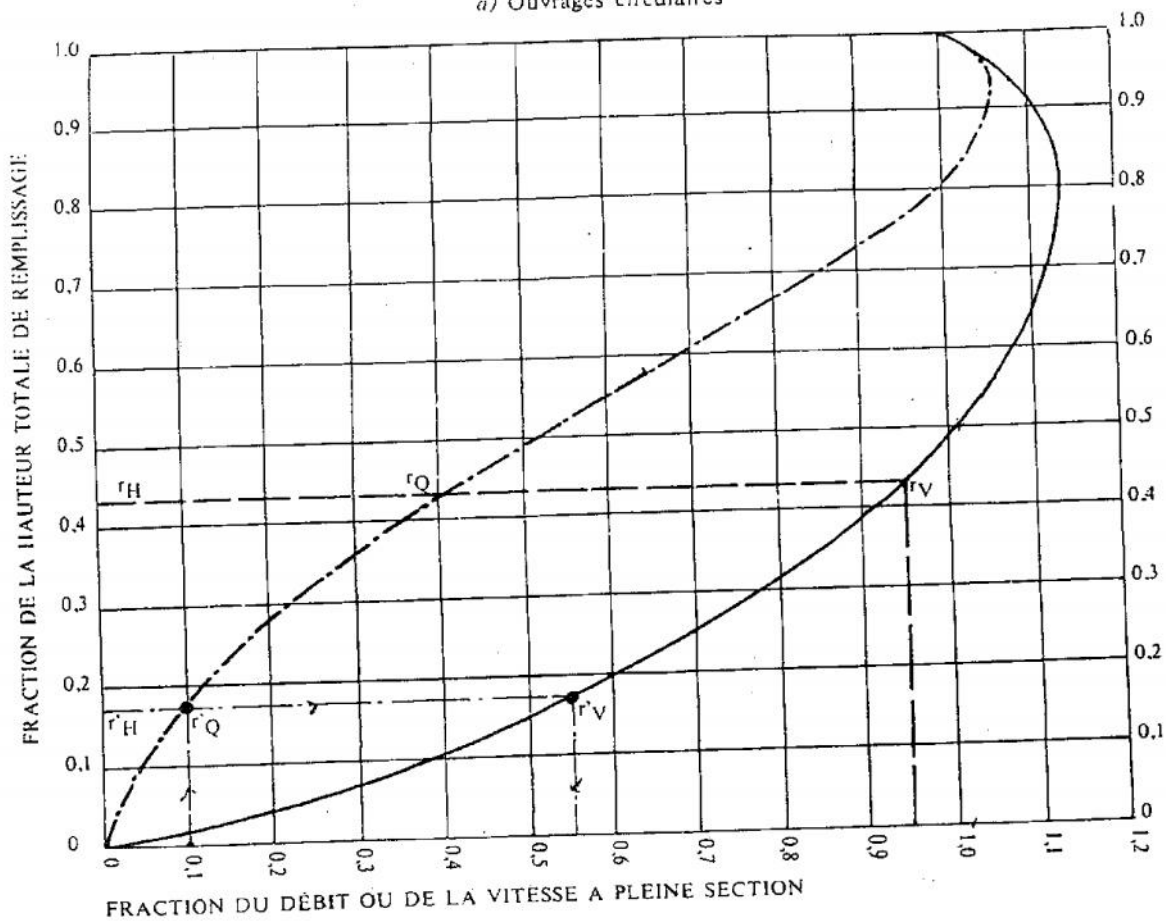
ANNEXES XXIX : Abaque (Ab.5): Fraction du débit ou de la vitesse à pleine section

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

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

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



Titre du mémoire : « **ETUDE DE L'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE D'IMERINTSIATOSIKA.** »

Auteur : RAKOTOMAMONJY Ida Tsirivana

Encadreur : M. RAMANARIVO Solofomampionona

Nombre de pages : 82

Nobre de cartes : 02

Nombre de tableaux : 29

Nombre de figures : 18

Nombre de photos : 05

Annexes : 29

RESUME

Une étude concernant l'assainissement a été menée dans la ville d'Imerintsiatosika. L'assainissement des agglomérations a pour objectif d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux, pluviales et usées, ainsi que les déchets solides produits, et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

L'étude s'appuie sur la phase de collecte et de transport des effluents et des déchets communales, suivi du transit de ces derniers. On a adopté le système de réseau séparatif afin d'atteindre la phase finale de l'objectif du projet qui est le traitement des eaux usées d'origine domestique et des effluents fermiers. Le projet est constitué de 9 765 mL de réseau d'eau pluviale et 11 236 mL de buse pour le réseau d'eaux usées ; avec un coût total de 1 387 884 000 Ar [TTC].

Nous espérons que cet nouvel système de collecte et de transit résout le problème lié à l'assainissement de la ville d'Imerintsiatosika. Pourtant le projet comme celui-ci mérite d'être réalisé.

Mots clés : Assainissement urbain, réseau séparatif, eaux usées domestiques, effluents fermiers.

Adresse Auteur : Lot ITS 39 Andranonahoatra Itaosy

Contact : 034 04 525 86

E-mail : tsiryvana@gmail.com

