



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU
DIPLOME D'INGENIEUR**

**ETUDE DE RENFORCEMENT DE
L'ADDUCTION EN EAU POTABLE
DE LA
VILLE D'AMBATONDRAZAKA**



Gare routière d'Ambatondrazaka

Présenté par : RANAIVOMANANA Faly Heriniaina

Promotion : 2006

Date de soutenance : 07 Mai 2017



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU
DIPLOME D'INGENIEUR**

**ETUDE DE RENFORCEMENT DE
L'ADDUCTION EN EAU POTABLE
DE LA
VILLE D'AMBATONDRAZAKA**

Président du Jury : Monsieur RAMANARIVO Solofomampionona

Enseignant chercheur à l'ESPA

Rapporteur : Monsieur RAKOTOARIMANANA

Ingénieur au Ministère de l'Energie et des Mines

Encadreur : Monsieur RANDRIANASOLO David

Enseignant chercheur à l'ESPA

Examineurs : Monsieur RANJATOSON Claude

Enseignant chercheur à l'ESPA

Madame RAKOTONIAINA Dolly

Enseignant chercheur à l'ESPA

Présenté par : RANAIVOMANANA Faly Heriniaina

Promotion : 2006

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous glorifions Dieu qui nous a donné la force et la santé d'avoir la possibilité d'effectuer ce travail. Aussi, nous adressons particulièrement nos sincères remerciements et notre profond gratitude aux personnes suivantes :

-A Monsieur **RAMANATSIZEHENA** Pascal, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo ;

-A Monsieur **RAMANARIVO** Solofomampionona, Chef de Département Hydraulique, qui bien voulu présider ce travail et qui n'a pas cessé de m'aider au cours de ces années d'études ;

-A Monsieur **RAKOTOARIMANANA**, Ingénieur au Ministère de l'Energie et des Mines, qui m'a fait l'honneur de rapporter ce travail et qui n'a pas ménagé son temps pour me donner des conseils ;

-A Monsieur **RANDRIANASOLO** David, Enseignant chercheur à l'ESPA, qui n'a pas ménagé ses efforts pour bien vouloir nous apporter son assistance durant la préparation de ce mémoire ;

-A Monsieur **RANJATOVOSON** Claude et à Madame **RAKOTONIAINA** Dolly, Enseignants chercheurs à l'E.S.P.A, qui ont bien voulu juger ce travail ;

-A tous les autres professeurs de Département Hydraulique, qui nous ont enseigné et guidé tout au long de ces années d'études ;

-A toute ma famille et à tous mes amis pour leurs soutiens et encouragement durant les années d'études et surtout pendant la préparation de ce mémoire ;

-A tous ceux qui, de près ou de loin m'ont contribué à l'élaboration de ce mémoire .

Déclaration sur l'honneur

Je soussigné, **RANAIVOMANANA Faly Heriniaina** auteur de ce mémoire intitulé : **" ETUDE DE RENFORCEMENT DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'AMBATONDRAZAKA "** 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
- Que conformément à l'usage en matière de travaux destinés au public, j'ai précisé à partir de la bibliographie les sources exactes des extraits des documents exploités.

Fait à Antananarivo le,

Mai 2007


RANAIVOMANANA Faly Heriniaina

LISTES DES ABREVIATIONS

AEP : Adduction en eau potable
AIDE : Action et Idée pour le Développement et de l'Environnement
ANA : Andrin'ny Natora aty Alaotra
ANDEA : Autorité Nationale De l'Eau et l'Assainissement
AEPG : Adduction en eau potable gravitaire
BF : Borne Fontaine
BP : Branchement Particulier
BV : Bassin versant
CSB : Centre de Santé de Base
DN : Diamètre Nominal
EPP : Ecole Primaire Publique
EPC : Ecole Primaire Catholique
EEM : Eklesia Episkôpaly Malagasy
EIE : Etude d'Impact Environnemental
EKAR : Eglizy Katôlika Romanina
ETP : Evapotranspiration Potentielle
ETR : Evapotranspiration Réelle
FLM : Fiangonana Loterana Malagasy
FIKRIFAMA: Fifanampiana Kristiana ho Fampandrosoana an' i Madagasikara
FISA : Fianakaviana SAMbatra
FJKM: Fiangonan'i Jesoa Kristy eto Madagasikara
FN: Fonte
FTM : Foibe Taon-Tsaritanin'i Madagasikara
FN: Fonte
GE : Groupe Electropompe
Hg : Hauteur géométrique
HMT : hauteur manométrique total
INSTAT : Institut National des Statistiques
JIRAMA : Jiro sy Rano Malagasy
LHAE : Laboratoire d'Hygiène en Alimentation et de l'environnement
MAP : Madagascar Action Plan
MECIE : Mise En Compatibilité des Investissements à l'Environnement

MEM : Ministère de l'Energie et des Mines
ONE : Office National pour l'Environnement
ONG : Organisation Non Gouvernementale
OMS : Organisation Mondiale de la Santé
PCD : Plan Communal de Développement
pdc : perte de charge
PEHD : Polyéthylène à Haute Densité
Pk : Point kilométrique
p.p.m : Parti par mille
PPI : Petit Périmètre irrigué
P.S : pression au sol
P.U : Prix Unitaire
PVC : Polychlorure de Vinyle
RN : Route Nationale
RN : Route Nationale Secondaire
RGPH : Recensement General de la Population et de l'Habitat
SAF FJKM : Sahan' Asa Fampandrosoana FJKM

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n° 01	: Variation des débits dans un réservoir.....	11
Tableau n° 02	: Programmation sur Excel de la capacité théorique d'un réservoir en adduction discontinue.....	16
Tableau n° 03	: Répartition annuelle de la pluviométrie et température.....	27
Tableau n° 04	: Cyclones ayant passés dans la région de 1980 à 2000.....	28
Tableau n° 05	: Distribution de la population de la commune urbaine d'Ambatondrazaka selon les fonkotany.....	30
Tableau n° 06	: La répartition de la population par classe d'âges et par sexe....	31
Tableau n° 07	: Superficie agricole.....	33
Tableau n° 08	: Infrastructure touristique.....	34
Tableau n° 09	: Activité professionnelle du chef de ménage dans le district d'Ambatondrazaka.....	36
Tableau n° 10	: Nombre d'établissement sanitaires publics.....	38
Tableau n° 11	: Nombre d'établissement sanitaires privés.....	38
Tableau n° 12	: Répartition des établissement dans le district	39
Tableau n° 13	: Quantité de l'hypochlorite de calcium.....	48
Tableau n° 14	: Evolution des branchements particuliers et des bornes fontaines.....	53
Tableau n° 15	: Production d'eau brute de la JIRAMA en 1995, 2005 et 2006...	56
Tableau n° 16	: Population de la commune urbaine d'Ambatondrazaka jusqu'en 2050.....	58
Tableau n° 17	: Population de la commune suburbaine d'Ambatondrazaka pour 2050.....	58
Tableau n° 18	: Projection du nombre total de la population jusqu'en 2050.....	60
Tableau n° 19	: Présentation de l'évolution de la demande en eau.....	60
Tableau n° 20	: Caractéristiques du bassin du lac.....	69
Tableau n° 21	: Temps de concentration suivant les différentes méthodes	69
Tableau n° 22	: Débits spécifiques de la station d'Andromba.....	72
Tableau n° 23	: Apports selon la méthode de station de référence.....	72
Tableau n° 24	: Apports selon la méthode CTGREF.....	72
Tableau n° 25	: Valeur du P (F, 24) de la station Ambohitsilaozana.....	74

Tableau n° 26	: Crue selon la méthode rationnelle.....	75
Tableau n° 27	: Crue selon la méthode Louis Duret.....	75
Tableau n° 28	: Apports mensuels de fréquence quinquennale.....	79
Tableau n° 29	: Bilan hydrologique moyen en [mm] de Maningory à Andromba.	79
Tableau n° 30	: Abaissement du niveau d'eau du lac.....	80
Tableau n° 31	: Pompe d'aspiration et de refoulement d'eau brute.....	86
Tableau n° 32	: Pompe d'aspiration et de refoulement d'eau traitée.....	86
Tableau n° 33	: Dimensions du flocculateur.....	88
Tableau n° 34	: Dimensions du décanteur.....	89
Tableau n° 35	: Dimensions du filtre.....	91
Tableau n° 36	: Répartition de la population par fokontany pour l'horizon 2025.	105
Tableau n° 37	: Calcul de débits pour chaque tronçon pour l'horizon 2025.....	105
Tableau n° 38	: Conduites d'amenées pour l'horizon 2025.....	106
Tableau n° 39	: Récapitulation des prix des mesures immédiates.....	108
Tableau n° 40	: Récapitulation des prix de la solution à moyen terme.....	108
Tableau n° 41	: Dépenses annuelles du personnel.....	110
Tableau n° 42	: Evaluation des impacts positifs.....	118
Tableau n° 43	: Evaluation des impacts négatifs.....	119
Tableau n° 44	: Mesure d'atténuation et compensation des impacts négatifs....	120
Tableau n° 45	: Capitalisation des impacts positifs.....	121
Tableau n° 46	: Pluviométrie moyenne mensuelle de la station Ambohitsilaozana.....	130
Tableau n° 47	: Coefficient de ruissellement selon le type de couverture du bassin.....	134
Tableau n° 48	: Valeurs de "u" selon les différentes période de retour.....	138
Tableau n° 49	: Pluviométrie annuelle de différentes fréquences.....	138
Tableau n° 50	: Capacité du réservoir.....	141
Tableau n° 51	: Section en cm ² de N armatures de diamètre ϕ en mm.....	149
Tableau n° 52	: Récapitulation des prix des mesures immédiates.....	150
Tableau n° 53	: Récapitulation des prix de la solution à moyen terme.....	151

LISTE DES FIGURES

Figure n°01	: Schéma des types d'adductions.....	3
Figure n°02	: Plan schématique d'AEP.....	3
Figure n°03	: Source d'affleurement.....	5
Figure n°04	: Source d'émergence.....	5
Figure n°05	: Source de déversement.....	5
Figure n°06	: Réseaux ramifiés.....	12
Figure n°07	: Réseaux maillés.....	12
Figure n°08	: Diagramme de répartition maximal de débit de consommation..	14
Figure n°09	: Localisation de la ville.....	23
Figure n°10	: Pyramide des ages des hommes.....	31
Figure n°11	: Pyramide des ages des femmes.....	32
Figure n°12	: Schéma général de l'AEP d'Ambatondrazaka.....	43
Figure n°13	: Plan schématique du système de captage.....	46
Figure n°14	: Ouvrage de captage des sources à Ambodiakondro.....	47
Figure n°15	: Coupe longitudinale de la bâche de mise en charge.....	49
Figure n°16	: Plan du bâtiment d'exploitation.....	50
Figure n°17	: Coupe longitudinale du réservoir à Ambojimiangaly	52
Figure n°18	: Borne fontaine public.....	54
Figure n°19	: Délimitation du BV.....	65
Figure n°20	: Dalot 2 x (1, 5 x 1, 5).....	78
Figure n°21	: Ouvrage de captage vue en 3D.....	83
Figure n°22	: Calage de l'ouvrage de captage	84
Figure n°23	: Flash mixer.....	88
Figure n°24	: Schéma d'un décanteur statique.....	90
Figure n°25	: Filtre monocouche.....	92
Figure n°26	: Coupe longitudinale du nouveau réservoir.....	99

LISTE DES PHOTOS

Photo n° 01	: Appareil du JAR TEST de la JIRAMA Mandroseza.....	9
Photo n° 02	: Gare routière d'Ambatondrazaka.....	128
Photo n° 03	: Route d'accès dans la ville.....	128
Photo n° 04	: Borne fontaine existante dans la ville.....	128
Photo n° 05	: Réservoir 500 m ³ à Ambohimiangaly.....	129
Photo n° 06	: Centre ville.....	129
Photo n° 07	: Colline d'Antsahalava où l'on projette de mettre en place les nouveaux réservoirs.....	129

LISTES DES PLANCHES

N°01	Réseau de distribution (conduite d'amenée) pour l'horizon 2025....	106'
N°02	Réseau de distribution du système existant.....	153
N°03	Plan d'ensemble du nouveau système.....	154
N°04	Bâche de reprise de 330 m ³	155
N°05	Ouvrages de traitement.....	156
N°06	Profil en long de la conduite de refoulement.....	157

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
PARTIE I : PERCUS GENERAUX SUR L'AEP ET PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	2
Chapitre I : GENERALITES SUR L'AEP.....	3
I-1 LES DIFFERENTES TYPES D'AEP.....	3
I-1.1. Adduction gravitaire.....	3
I-1.2. Adduction mixte.....	3
I-2 PROCECUS GENERAL POUR UNE ETUDE D'AEP.....	3
I-2.1. Ressources.....	4
I-2.1.1. Les eaux de surface.....	4
I-2.1.2. Les eaux souterraines.....	4
I-2.1.3. les sources.....	4
I-2.2. Captages.....	5
I-2.2.1. Captages d'une source.....	5
I-2.2.2. Captages des eaux souterraines.....	6
I-2.2.3. Captages des eaux de surfaces.....	6
I-2.3. La station de traitement.....	6
I-2.3.1. Analyse physico-chimique.....	6
I-2.3.2. Analyse bactériologique.....	7
I-3 LA CHAINE DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACES.....	7
I-3.1. Traitement physico-chimique.....	8
I-3.1.1 Déroulement de l'expérience.....	8
I-3.1.2 Interprétation du résultat.....	9
I-3.2. Traitement bactériologique.....	10
I-3.2.1 La désinfection.....	10
I-4 STOCKAGE.....	10
I-4.1. Classification des réservoirs.....	10
I-4.2 Répartition journalière maximale des débits de consommation..	10
I-5 DISTRIBUTION.....	11
I-5.1. Les réseaux ramifiés.....	11
I-5.2. Les réseaux maillés.....	11
 Chapitre II : DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS OUVRAGES.....	 13
II-1 OUVRAGES DE TRAITEMENT.....	13
II-1.1. Coagulateur flocculateur.....	13
II-1.2. Décanteur.....	13
II-1.3. Filtre.....	13
II-2 RESEVOIR.....	14
II-2.1. La capacité.....	14
II-2.1.1. La capacité théorique d'un réservoir en adduction continue.....	14
II-2.1.2. La capacité théorique d'un réservoir en adduction discontinue.....	15
II-2.2. La hauteur et le diamètre d'un réservoir circulaire.....	16
II-2.3. La longueur, la largeur et la hauteur d'un réservoir rectangulaire.....	16
II-3 CONDUITES DU RESEAU.....	17
II-3.1. Type des tuyaux utilisés.....	17

II-3.2. Les paramètres utiles pour le dimensionnement.....	17
II-3.2.1. Le débit de calcul Q_c	18
II-3.2.2. La perte de charge unitaire q	19
II-3.2.3. La perte de charge linéaire.....	19
II-3.2.4. La vitesse.....	19
II-3.2.5. La pression au sol P	20
II-3.2.6. Les conditions aux limites.....	20
II-4 CONDUITE DE REFOULEMENT.....	20
II-4.1 Formule de MUNIER.....	20
II-4.2 Formule de Bresse.....	20
II-4.3 Formule de VIBERT et KOCH.....	20
Chapitre III PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	22
III-1 PRESENTATION DE LA VILLE.....	22
III-2 DELIMITATION TERRITORIALE.....	22
III-3 ACCES.....	22
III-4 STRUCTURE ADMINISTRATIVE.....	24
III-4.1 Organisation administrative.....	24
III-4.2 Autres organisations.....	24
Chapitre IV ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA REGION A DESSERVIR.....	26
IV-1 LE CADRE PHYSIQUE.....	26
IV-1.1 Le relief.....	26
IV-1.2 Situation géologique.....	26
IV-2 LES DONNEES CLIMATIQUES.....	26
IV-2.1 Pluviométrie et température.....	26
IV-2.2 Vent.....	27
IV-2.3 Cyclones.....	27
IV-2.4 Hydrographie.....	29
IV-3 LA POPULATION ET DEMOGRAPHIE.....	29
IV-3.1 Origine.....	29
IV-3.2 Données démographiques.....	30
IV-3.3 Répartition par classes d'ages et par sexe.....	31
IV-3.4 Evolution de la population.....	32
IV-4 ACTIVITES ECONOMIQUES.....	32
IV-4.1 L'agriculture.....	32
IV-4.1.1 Surface agricole et type de culture.....	32
IV-4.2 Pêche et ressources halieutiques.....	33
IV-4.3 Elevage.....	33
IV-4.4 Industrie et artisanat.....	34
IV-4.5 Tourisme.....	34
IV-4.5.1 Infrastructure touristique.....	34
IV-4.6 Les activités des chefs de ménages.....	35
IV-4.7 Aspects culturels.....	37
IV-4.7.1 Religion.....	37
IV-4.7.2 Coutumes.....	37
IV-4.8 Infrastructures et services.....	38
IV-4.8.1 Les infrastructures sanitaires.....	38

IV-4.8.2 Les infrastructures scolaires.....	39
IV-4.8.3 Les infrastructures socioculturelles.....	39
IV-4.8.4 Les infrastructures routieres.....	40
IV-4.9 Autres infrastructures.....	40
IV-4.9.1 Urbanisme et habitat.....	40
IV-4.9.2 Approvisionnement et desserte en eau potable de la région.....	41
IV-4.9.3 Electrification et énergie	41
IV-4.9.4 Communications.....	41
PARTIE II : DIAGNOSTIC DU SYSTEME EXISTANT.....	42
CHAPITRE I : SYSTEME EXISTANT.....	43
I-1 HISTORIQUE.....	43
I-2 SCHEMA GENERAL DU SYSTEME.....	43
I-2.1 Type d'adduction et type de réservoirs de la ville.....	44
I-2.1.1 Type d'adduction.....	44
I-2.1.2 Type de réseau.....	44
I-3 SOURCES ET CAPTAGES.....	44
I-3.1 Sources.....	44
I-3.2 Captages.....	44
I-4 CHAINES DE TRAITEMENTS.....	47
I-5 BACHE DE REPRISE.....	48
I-6 BATIMENT D'EXPLOITATION.....	50
I-7 CONDUITE DE REFOULEMENT.....	50
I-8 RESERVOIRS.....	50
I-9 RESEAU DE DISTRIBUTION.....	53
I-10 BRANCHEMENTS PARTICULIERS ET BORNES FONTAINES.....	53
I-11 LES APPAREILS DE PROTECTION DES CONDUITES.....	54
I-11.1 Vidanges et ventouses.....	54
CHAPITRE II : INVENTAIRE DES PROBLEMES.....	56
II-1 RESSOURCE ET CAPTAGE.....	56
II-2 RESEAU DE DISTRIBUTION.....	56
II-2.1 Bornes fontaines	57
CHAPITRE III : DEMANDE EN EAU.....	58
III-1 DETERMINATION DES TENDANCES.....	58
III-2 EVALUATION DE LA DEMANDE EN EAU ACTUELLE.....	58
III-2.1 Besoin en eau journalier d'une personne.....	58
III-2.2 Ensemble du besoin en eau actuel (2005).....	59
III-2.3 Evolution de la demande en eau	60
III-2.3.1 Besoin journalier public.....	60
PARTIE III : ETUDE TECHNIQUE DE RENFORCEMENT.....	61
CHAPITRE I : LES RESSOURCES EN EAU EXPLOITABLE POUR L'AEP DE LA VILLE.....	62

1.1 Les ressources souterraines et sources.....	62
1.2 Les eaux superficielles.....	62
CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN DU LAC D'ANTSIRIKA.....	64
II.1 DEFINITION.....	64
II.2 DELIMITATION DU BASSIN VERSANT.....	64
II.3 CARACTERISTIQUES DU BASSIN.....	66
II.3.1 La surface et le périmètre du bassin.....	66
II.3.2 Forme du bassin versant	66
II.3.2.1 Le coefficient de compacité de GRAVELIUS K.....	66
II.3.2.2 Le rectangle équivalent.....	66
II.3.2.3 La Pente moyenne du bassin versant.....	67
II.3.2.4 Le temps de concentration.....	68
II.3.2.5 Coefficient du ruissellement	69
CHAPITRE III : ESTIMATION DES DEBITS.....	70
III.1 ETUDE DES APPORTS.....	70
III.1.1 Méthode des stations de référence.....	70
III.1.2. Méthode CTGREF.....	71
III.1.3 Application	71
III.1.4 Interprétation des résultats.....	73
III.1.5 Conclusion	73
III.2 ETUDE DES CRUES.....	73
III.2.1 Méthode rationnelle.....	74
III.2.2 Méthode Louis Duret.....	75
III.2.3 Débit observé sur terrain.....	75
III.2.4 Synthèse.....	76
III.3 REDIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE.....	76
III-4 ABASSEMENT MOYEN ANNUEL DU NIVEAU DU LAC ANTSIRIKA....	78
III-4.1 Calcul.....	79
CHAPITRE IV SOLUTIONS PROPOSEES POUR LE RENFORCEMENT DE L'AEP DE LA VILLE D'AMBATONDRAZAKA.....	81
IV-1 MESURES IMMEDIATES.....	81
IV-2 SOLUTION AMOYEN TERME.....	81
IV-2.1 Ouvrage de captage.....	82
IV-2.1.1 Dimensionnement.....	82
IV-2.2 Station de pompage.....	84
IV-2.2.1 Installation immergée.....	84
IV-2.2.2 Installation de surface.....	84
IV-2.2.3 Dimensionnement des pompes.....	85
IV-2.3 Station de traitement.....	86
IV-2.3.1 Flash mixer.....	86
IV-2.3.2 Flocculateur.....	88
IV-2.3.3 Décanteur.....	89

IV-2.3.4 Filtre monocouche.....	90
IV-2.3.5 Bâche de mise en charge.....	93
IV-2.3.6 Bâtiment d'exploitation.....	94
IV-2.4 Stockage.....	94
IV-2.4.1 Capacité du réservoir.....	94
IV-2.4.1 Ferrailage du réservoir.....	100
IV-2.4 Réseau de distribution.....	103
PARTIE IV : ETUDE ECONOMIQUE ET ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	107
CHAPITRE I : EVALUATION FINANCIERE DU PROJET.....	108
I-1 COUTS D'INVESTISSEMENTS.....	108
I-1.1 Mesures immédiates.....	108
I-1.2 Solution à moyen terme.....	108
I-2.3 Coût total de l'investissement.....	109
I-2 CALCUL DU PRIX DE M ³ D'EAU	109
I-2.1 Charges fixes	109
I-2.2 Charges d'exploitation.....	110
I-2.3 Charges financières	111
I-2.3.1 Calcul des annuités	111
I-2.4 Prix de vente final de m ³ d'eau.....	111
CHAPITRE II : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	113
II-1 NOTION SUR L'IEI.....	113
II-2 LA MISE EN CONTEXTE DU PROJET.....	113
II-3 DESCRIPTION DU MILIEU RECEPTEUR.....	114
II-4 DESCRIPTION DU PROJET.....	114
II-5 ELABORATION DES DIFFERENTES IMPACTS.....	114
II-5.1 Milieux physiques	114
II-5.2 Milieux biologiques.....	115
II-5.3 Milieux humain.....	115
II-6 CATEGORIES DES IMPACTS.....	116
II-6.1 Impacts négatifs.....	116
II-6.2 Impacts positifs.....	117
II-7 EVALUATION DES IMPACTS.....	118
II-7.1 Impacts positifs.....	118
II-7.2 Impacts négatifs.....	119
II-8 ANALYSES COMPARATIVES DES IMPACTS.....	119
II-9 MESURES D'ATTENUATION ET DE COMPENSATION.....	120
II-10 LE PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL.....	121
II-10.1 Le programme de surveillance.....	121
II-10.2 Le programme de suivi environnemental.....	122
CONCLUSION.....	123
BIBLIOGRAPHIE.....	125
ANNEXES.....	126
N°1 : PHOTOS.....	128

N°2 : PLUVIOMETRIE MOYENNE MENSUELLE DE LA STATION	
AMBOHITSILAOZANA.....	130
N°3 : EVOLUTION DE LA POPULATION.....	131
N°4 : EVOLUTION DE LA DEMANDE EN EAU.....	132
N°5 : COEFFICIENT DE RUISSELEMENT.....	134
N°6 : ESTIMATION DES APPORTS.....	135
N°7 : DIMENSIONNEMENT DE DIFFERENTES OUVRAGES POUR L'HORIZON 2025.....	139
N°8 : DESCENTES DES CHARGES.....	145
N°9 : SECTIONS REELLES D'ARMATURES.....	149
N°10 : EVALUATION FINANCIERE.....	150
N°11 : PLANS	152

INTRODUCTION

L'approvisionnement en eau potable des communes urbaines et rurales de notre pays est encore loin d'être satisfaisant. C'est pourquoi le Gouvernement malgache à travers le Madagascar Action Plan (MAP), a pris la louable décision de reconsidérer l'accès à l'eau potable comme étant un droit social de base au même titre que l'éducation et la santé.

Les principaux objectifs à atteindre par ce plan sont :

- Augmenter le taux de desserte en eau : 65 % en 2012.
- Diminuer les maladies d'origine hydrique
- Assurer la pérennisation et la conservation des ressources en eau pour assurer l'avenir de Madagascar.

Concernant la commune urbaine d'Ambatondrazaka, elle est actuellement alimentée en eau potable par les sources d'Ambodiantondro. Compte tenu de l'ensablement, des fissurations, de l'envahissement par des racines d'arbres de l'ouvrage de captage ainsi que la dégradation des bassins versants en amont du système de captage, la production d'eau ne cesse de diminuer. Les besoins moyens journaliers actuels sont estimés à 3 558 m³/j, ils pourraient atteindre 5 282 m³/j en 2015 et 7 575 m³/j en 2025. Pourtant les sources ne fournissent actuellement que 3 120 m³/j, pour satisfaire ces besoins, donc le projet de renforcement du système existant s'avère nécessaire.

Cette situation nous conduit à l'élaboration de ce mémoire qui s'intitule " Etude de renforcement de l'AEP de la ville d'Ambatondrazaka ". Il faut signaler que dans cette étude, on n'abandonne pas les sources actuelles, mais on procède à la recherche des nouvelles ressources en eau pour pouvoir mettre en place un nouveau système comportant : un point de captage d'eau de surface ; une station de traitement ; une station de pompage avec deux réservoirs.

Pour pouvoir y arriver, nous allons suivre le plan :

- Aperçus généraux sur l'AEP et présentation de la zone d'étude
- Diagnostic du système existant
- Etude technique de renforcement
- Etude économique et étude d'impact environnemental.

PARTIE I

APERCUS GENERAUX SUR L'AEP ET
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre I : GENERALITES SUR L'AEP

I.1 LES DIFFERENTES TYPES D'AEP

On rencontre en général deux types d'AEP :

- Adduction gravitaire
- Adduction mixte

I.1.1. Adduction gravitaire :

L'adduction est dite gravitaire lorsque le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

I.1.2. Adduction mixte :

L'adduction est dite mixte lorsque le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de stockage. Pour cela, il est nécessaire d'utiliser une pompe pour refouler l'eau jusqu'au réservoir.

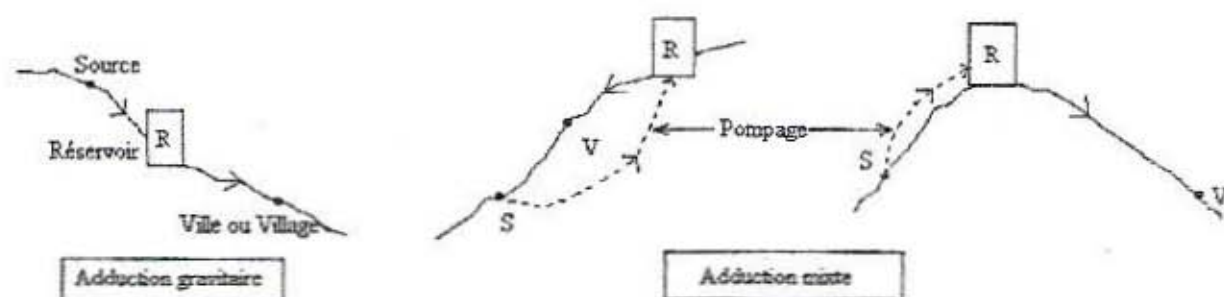


Figure n°01 : Schéma des types d'adductions.

I.2 PROCECUS GENERAL POUR UNE ETUDE D'AEP

En général, une étude d'AEP d'une ville ou d'un village est représentée par le plan schématique suivant :

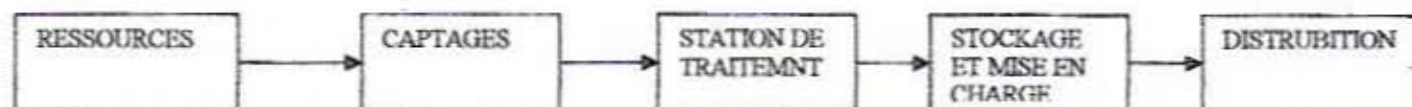


Figure n°02 : Plan schématique d'AEP.

I.2.1. Ressources

Madagascar est riche en ressource en eau. Les eaux de surface, les eaux souterraines et les sources sont souvent les plus exploitées.

I.2.1.1. Les eaux de surface

Les eaux de surfaces sont constituées par les eaux qui ruissellent ou stagnent à la surface. Elles sont exposées à la pollution terrestre.

On peut distinguer plusieurs eaux de surfaces comme les lacs, les rivières, les fleuves, la mer...

I.2.1.2. Les eaux souterraines

Les eaux souterraines proviennent de l'infiltration des eaux de précipitation. Ces eaux souterraines sont emmagasinées dans les roches-réservoirs qui dépendent du contexte géologique du milieu.

I.2.1.3. Les sources

Elles sont résultats de l'apparition à la surface des ressources en eaux souterraines.

Il existe différents types de sources classées :

- *selon leur pérennité :*

- source pérenne
- source saisonnière
- source temporaire : source à débit discontinu même en régime non influencé.

- *Selon la nature de l'eau qui sort :*

- Source minérale
- Source de Karst : source provenant du socle calcaire.
- Source hydrothermale ou géothermale : source d'eau chaude.

- *Selon la manière dont l'eau atteint la surface :*

- Source d'affleurement : généralement à flanc de colline et la venue de l'eau est de haut en bas.

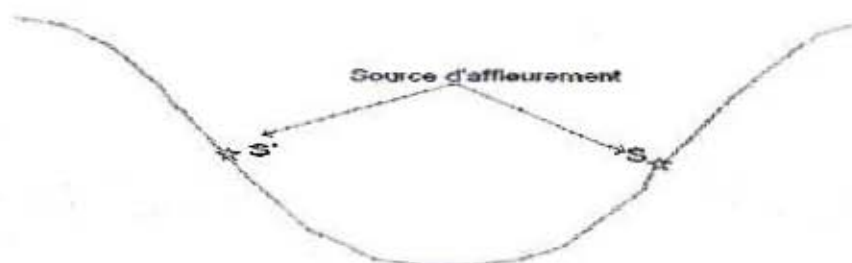


Figure n°03 : Source d'affleurement

- Source d'émergence ou dépression : on rencontre directement en amont des zones marécageuses étendues.



Figure n°04 : Source d'émergence

- Source de déversement ou de trop plein : située au contact du mur imperméable d'un aquifère issu d'une nappe libre de trop plein non soutenue.

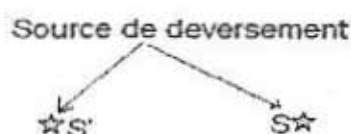


Figure n°05 : Source de déversement

- Source artésienne ou jaillissante : issus d'une nappe captive.
Il est à noter que les sources sont les plus exploitées en milieu rural.

1.2.2. Captages

Le captage ou la prise est un ouvrage permettant de collecter l'eau. Il existe plusieurs types de captages, selon la ressource exploitée, on distingue :

1.2.2.1. Captages d'une source

On capte l'eau d'une source à l'aide d'un ouvrage en BA ou en maçonnerie ou autre. Les modèles de captages dépendent des types de sources à exploiter.

Il est important d'exploiter une source qui donne en toutes saisons de l'eau en quantité suffisante.

1.2.2.2. Captages des eaux souterraines

L'exploitation des eaux souterraines peut se faire en deux manières :

- captage par puits
- captage par forage

L'utilisation de ces deux modes de captage dépend de la nature et de la profondeur souterraines.

1.2.2.3. Captages des eaux de surfaces

Lorsque les eaux souterraines et les sources ne sont pas satisfaisantes en quantité et qualité, on pourra utiliser les eaux de surfaces. Puisque les eaux de surfaces sont exposées à la pollution, elles peuvent contenir des matériaux en suspension (des sachets ; tronc d'arbre ; bouteilles en plastique). Leurs captages doivent alors comporter un dégrossisseur, un dégrilleur et un tamis.

1.2.3. La station de traitement

La mise en place d'une station de traitement est obligatoire, si l'eau à capter ne suit pas la norme de potabilité. Cette norme varie selon le pays et l'importance de la ville desservie.

Il existe plusieurs types de normes de potabilité :

- norme internationale (selon l'OMS)
- norme française
- norme malgache

Le traitement de l'eau dépend des résultats d'analyse faite en laboratoire. On distingue en général deux types d'analyses :

- analyse physico-chimiques
- analyse bactériologiques

1.2.3.1. Analyse physico-chimique :

L'analyse physico-chimique consiste à déterminer les taux des particules physico-chimiques et les matières organiques présentes dans l'eau.

1.2.3.2. Analyse bactériologique :

L'analyse bactériologique permet de connaître la présence et le taux des bactéries et des germes responsables des maladies d'origines hydriques.

A Madagascar, il existe plusieurs laboratoires d'analyses, mais ce sont les laboratoires de la JIRAMA et celui de l'IPM (Institut Pasteur de Madagascar) qui sont les plus réputés.

REMARQUE :

Il est à noter que les eaux souterraines ne nécessitent pas une station de traitement. On procède uniquement à la désinfection (stérilisation) ou à une simple correction du pH de l'eau (neutralisation).

Pour les eaux de surfaces, la mise en place d'une station de traitement est obligatoire afin de rendre l'eau potable.

1.3 LA CHAÎNE DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACES

Afin de rendre l'eau potable, elle doit subir la chaîne de traitement suivante :

Traitement physico-chimique

Le traitement physico-chimique comprend les étapes suivantes :

- | | | |
|------------------|---|-----------------------------|
| ✓ Dégrossissage | } | traitement physique |
| ✓ Dégrillage | | |
| ✓ Dessablage | | |
| ✓ Coagulation | } | traitement physico-chimique |
| ✓ Flocculation | | |
| ✓ Décantation | | |
| ✓ Filtration | | |
| ✓ Neutralisation | } | |

Traitement bactériologique

- ✓ Stérilisation → traitement physico-chimique

I.3.1. Traitement physico-chimique :

Dégrossissage :

On utilise un dégrilleur (de maille 15cm) pour empêcher l'entrée des gros matériaux en suspension comme les matières flottantes, les tronçons d'arbres. Il est implanté en tête du captage.

Dégrillage :

On utilise du tamis pour empêcher l'entrée des micro- matériaux en suspension. Il est implanté quelques mètres derrière le dégrilleur.

Dessablage :

Le dessablage, c'est un procédé utilisé pour piéger le sable dans un piscine.

Coagulation et Flocculation :

La coagulation et la flocculation s'effectuent dans un ouvrage rectangulaire ou circulaire. La coagulation c'est la déstabilisation des matériaux en suspension ou colloïdes à l'aide des coagulants. Après un certain temps, les matériaux en suspension ou colloïdes qui ont été déstabilisés s'agglomèrent sous forme de flocons, c'est la flocculation.

La dose de coagulant pour le traitement est déterminée par les ESSAIS DE JAR TEST :

Le JAR-TEST est un ensemble des expériences qui ont pour but de déterminer la dose optimale du coagulant pour traiter l'eau à analyser. C'est la dose pour laquelle la turbidité de l'eau est complètement réduite avec une formation des flocons en très grande quantité.

I.3.1.1 Déroulement de l'expérience

- Premièrement, on prend 5 bécards de 500ml. On verse dans chacun de ces bécards une quantité égale d'eau à analyser.
- Deuxièmement, on y verse une quantité croissante d'un coagulant. A l'aide d'un appareil spécialisé, l'ensemble est agité pendant 2 minutes avec une grande vitesse de 100 tours par minutes pour bien mélanger l'ensemble et ensuite avec une vitesse de 40tour/min.

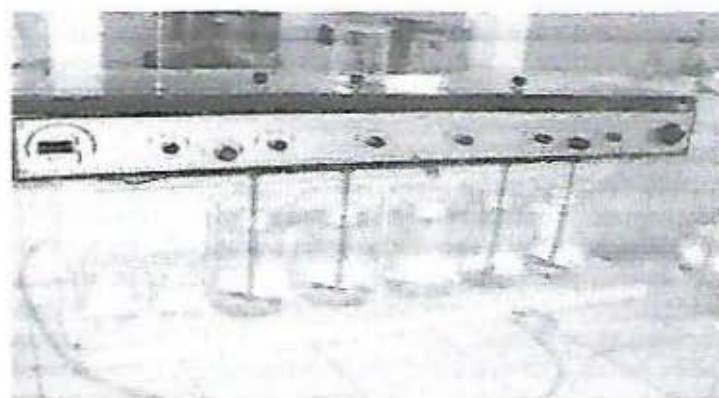


Photo n°01 : Appareil du JAR TEST de la JIRAMA Mandrozeza

1.3.1.2 Interprétation du résultat :

Le coagulant, par sa charge positive est un agent coagulateur c'est-à-dire qu'il crée une déstabilisation entre les colloïdes qui sont chargé négativement. Ensuite, il y a formation des floccs qui vont se rencontrer et s'accumuler. Ces floccs augmentent du poids et vont se décanter après. Afin de trouver la dose optimale du coagulant pour le traitement de l'eau à analyser ; on se réfère au bêcheur où il y a présence d'une grande quantité des floccs avec une eau plus claire que les autres ; c'est-à-dire avec une turbidité faible.

La dose optimale pour le traitement, c'est la dose qu'on a versée dans ce becher.

a) La Décantation

La décantation est un processus dynamique pour assurer la sédimentation des floccs formés pendant la coagulation floculation. Ces floccs augmentent de poids et vont se décanter après.

b) La filtration

L'eau venant des décanteurs contient encore des micro-matériaux en suspension qui ne s'élimine que par filtration. La filtration est un procédé de séparation utilisant le passage d'un mélange solide liquide à travers un milieu poreux qui retient les particules solides et laisse passer le liquide.

c) La neutralisation

La neutralisation consiste à ajouter du chaux ou de soude dans l'eau filtrée afin d'atteindre le pH de distribution de 8 à 8,5.

I-3.2. Traitement bactériologique :

I.3.2.1 La désinfection

La désinfection consiste à éliminer les bactéries, les virus et les parasites qui ont pu traversés le filtre.

Il existe plusieurs types de désinfections :

- ✓ La désinfection par l'hypochlorite de sodium
- ✓ La désinfection par l'hypochlorite de calcium
- ✓ La désinfection par l'ozone.

I.4 STOCKAGE

Les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointes les débits maximaux demandés, de plus ils permettent de combattre efficacement contre des incendies.

Le rôle des réservoirs est d'assurer la régulation de la production d'eau et la sécurité de la distribution et évite la surexploitation du captage et la rupture de la distribution.

Ils permettent aussi de régler la pression en aval. Sa position et sa conception générale jouent également un rôle tout à fait essentiel dans les phénomènes de coups de bélier, leur propagation et leur amortissement.

I.4.1. Classification des réservoirs

D'après la nature du matériau on distingue :

- Les réservoirs métalliques,
- Les réservoirs en maçonnerie,
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint

Ils peuvent être enterrés ou semi enterrés, surélevés ou sur tour. Ils prennent en général prendre de formes cylindriques, rectangulaires ou coniques.

I.4.2 Répartition journalière maximale des débits de consommation

Supposons une adduction à débit uniformément répartie sur 24 heures et soit X (m^3/h) la valeur du débit horaire moyen de distribution. La consommation totale sur 24 heures est donnée par la formule suivante : $C = 24.X$

C : Consommation totale sur 24 heures [m³]

Les débits sortants sont variables selon le pays, l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison.

D'après la revue de l'eau (JIRAMA) sortie en Juin 1965 et confirmé par l'enquête sur terrain, la pointe de la consommation journalière est donnée par le tableau ci-dessous.

Tableau n° 01 : Variation des débits dans un réservoir

Horaires de la journée	Besoin	Coefficient de pointe
6h à 7h	Préparation du petit déjeuner, toilette	X
7h à 11h	Préparation déjeuner, tâches ménagées	3.5X
11h à 16h	lessive	0.4X
16h à 18h	Préparation des stocks nocturnes	2X
18h à 22h	Préparation dîner	0.5X
22h à 6h	Temps de repos sauf pour les services sanitaires.	0.125X

Source : JIRAMA

1.5 DISTRIBUTION

Le réseau de distribution de l'eau est composé de canalisations, d'accessoires (vanne, coude, té, robinet...) et de points de puisages (BF, branchements particuliers, borne d'incendie).

En général, on rencontre deux types de réseaux en adduction d'eau potable : le réseau ramifié et le réseau maillé.

1.5.1. Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par de canalisations dont le tracé décrit une boucle ouverte.

1.5.2. Le réseau maillé

On appelle le réseau : réseau maillé, lorsque le tracé de canalisations décrit une boucle fermée.

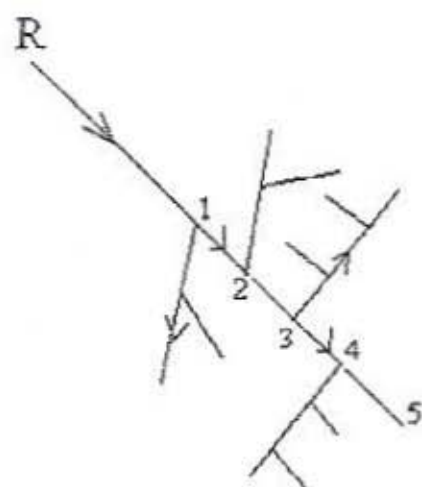


Figure n° 06 : Réseaux ramifié

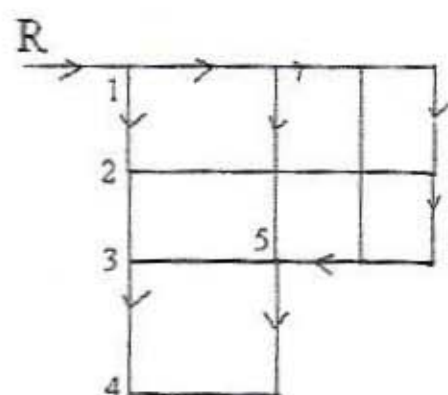


Figure n°07: Réseau maillé

Chapitre II : DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS OUVRAGES

II.1 OUVRAGES DE TRAITEMENT

II.1.1. Coagulateur flocculateur

Le dimensionnement du coagulateur flocculateur dépend des 2 paramètres suivants :

- Q : débit à traiter en [m³/h]
- T_c : temps de contact des réactifs et de l'eau [mn]

Le volume du coagulateur flocculateur est donné par la relation :

$$V = Q \cdot T_c \quad [a]$$

Pour le coagulateur, le temps de contact entre les réactifs et l'eau est de :

- mélange rapide : 2 minutes
- agitation lente : 20 à 30 minutes

Si on considère un coagulateur de forme circulaire, on a :

$$V = Q \times T_c = \frac{\pi D^2 H}{4}$$

Dans laquelle :

D : diamètre du coagulateur [m]

H : hauteur du coagulateur [m]

Si on considère un coagulateur de forme rectangulaire, on a :

$$V = L \times l \times H = Q \times T_c$$

Dans laquelle :

L : longueur du coagulateur [m]

l : largeur du coagulateur [m]

H : hauteur du coagulateur [m]

II.1.2. Décanteur

On utilise la même formule [a] pour dimensionner le décanteur. Par contre pour le décanteur, le temps de séjour optimal nécessaire pour favoriser la décantation est de 1 heure 20 minutes.

II.1.3. Filtre

L'écoulement dans l'ouvrage de filtration est un écoulement à travers un milieu poreux, c'est pour cela que le dimensionnement du filtre doit se baser sur la loi de DARCY :

$$Q = K i S \text{ avec } i = \frac{\Delta h}{h}$$

Dans laquelle :

K : diamètre efficace du sable

Q : Débit à filtrer [m^3/h]

V : Vitesse de la filtration [m^3/h]

S : surface du filtre

Δh : charge hydraulique au-dessus du sable

h : hauteur du sable

II.2 RESEVOIR

II.2.1. La capacité

La capacité d'un réservoir est déterminée selon le mode d'adduction : adduction continu ou adduction discontinu.

II.2.1.1. La capacité théorique d'un réservoir en adduction continue

Le diagramme ci-dessous nous permet de calculer la capacité théorique d'un réservoir en adduction continue pour une ville peu importante.

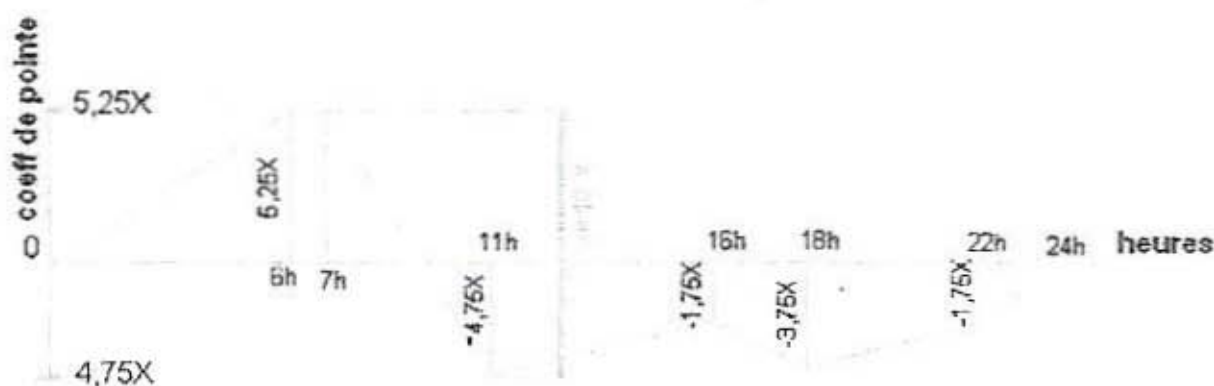


Figure n °08: Diagramme de répartition maximale de débit de consommation.

Interprétation :

Ce diagramme nous montre que la consommation varie suivant l'heure d'exploitation. La capacité est en fonction du débit horaire moyenne de distribution donnée par le coefficient X.

Où

$$X = \frac{C}{24}$$

C : consommation totale sur 24 heures en [m³]

Ainsi si la capacité théorique en adduction continue est égale à V, soit 10 X. La valeur de V correspondant est de 42% de la consommation journalière C.

En pratique, on prend la valeur de V comprise entre 40% et 50 % de C.

Pour une ville très importante, on doit tenir compte d'une réserve d'incendie minimale de 120 [m³].

II.2.1.2. La capacité théorique d'un réservoir en adduction discontinue

On détermine la capacité théorique d'un réservoir en adduction discontinue à partir d'un calcul programmé sur Excel. La quantité « Reste » est donnée par la formule :

$$\text{Reste [m}^3\text{]} = \text{Flux entrant} - \text{Flux sortant}$$

Avec :

$$\text{Flux sortant [m}^3\text{]} = X \times \text{Coefficient de répartition horaire} \times \text{heures}$$

$$\text{Flux entrant [m}^3\text{]} = Q \times \text{temps de pompage}$$

$$X [\text{m}^3/\text{h}] : \text{Débit horaire moyen de distribution} = \frac{C}{24}$$

$$Q : \text{Débit pompé [m}^3/\text{h}]$$

$$Q = \frac{\text{Consommation journalière}}{\text{temps de pompage}}$$

La somme de temps de pompage est égale au temps de fonctionnement de la pompe.

Le temps de fonctionnement est fixé selon l'importance de l'adduction (8 h/24, 10 h/24, 14 h/24, 24 h/24...).

Connaissant la répartition journalière maximale des débits de consommation et en imposant le temps de pompage, on pourra dresser le tableau de calcul programmé sur excel suivant :

Tableau n° 2 : Programmation sur excel de la capacité théorique d'un réservoir en adduction discontinue

CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR EN ADDUCTIONS DISCONTINUE						
Heures 1 à 24	Coefficient de réparation	Temps de pompage	Flux entrant	Flux sortant	Reste [m2]	Reste +120 [m3]

La dernière colonne représente la réserve d'incendie pour une grande ville .

Interprétation :

La capacité théorique du réservoir correspond à la plus grande valeur du « Reste+120 [m3] » du tableau

II.2.2. La hauteur et le diamètre d'un réservoir circulaire

La capacité du réservoir circulaire s'exprime par la formule suivante :

II.2.2. La hauteur et le diamètre d'un réservoir circulaire

La capacité du réservoir circulaire s'exprime par la formule suivante :

$$V = \pi \frac{D^2}{4} H_e$$

Dans la quelle :

V : volume du réservoir en [m³]

D_i : diamètre intérieur du réservoir en [m]

H_e : hauteur d'eau dans le réservoir en [m].

L'expérience montre que la hauteur d'eau dans le réservoir est comprise entre 2,50 m et 6 m.

Pour la construction, il faut tenir compte d'une revanche r = 0.50 m, finalement :

H_R = Hauteur du réservoir = H_e + r

Connaissant le volume d'eau à stocker, on donne une valeur à H_e et on tirera

le diamètre intérieur du réservoir D_i par la relation suivante : $D = \left(\frac{4V}{\pi H_e} \right)^{\frac{1}{2}}$

II.2.3. La longueur, la largeur et la hauteur d'un réservoir rectangulaire

La capacité du réservoir rectangulaire s'exprime par la formule suivante :

$$V = L \times l \times H_e$$

Dans la quelle :

V : volume du réservoir en [m³]

L : longueur du réservoir en [m]

l : largeur du réservoir en [m].

H_e : hauteur d'eau dans le réservoir en [m].

En tenant compte la revanche $r = 0.50$ m, finalement :

$H_R = \text{Hauteur du réservoir} = H_e + r$

Connaissant le volume d'eau à stocker, on donne des valeurs à H_e et L (ou l) on tirera la largeur (ou longueur) du réservoir par la relation suivante :

$$L = \frac{V}{l \times H_e} \quad \text{ou} \quad l = \frac{V}{L \times H_e}$$

II.3 CONDUITES DU RESEAU

II.3.1. Type des tuyaux utilisés

Les conduites d'eau utilisées en AEP sont en général :

- . Les tuyaux en acier
- . Les tuyaux en béton
- . Les tuyaux galvanisés
- . Les tuyaux en fonte
- . Les tuyaux en plastiques : Polychlorure de Vinyle (PVC) ; Polyéthylène Haute densité (PEHD)

Les tuyaux les plus utilisés actuellement en AEP sont les polychlorures de Vinyle (PVC), car ils présentent beaucoup d'avantages :

- Ils sont moins chères que les autres types de tuyaux tels que les fonte, les aciers ou les galvanisés.
- Ils ne sont pas soumis à la corrosion électro-chimique au contact eau-métal.
- Ils sont légers et on les trouve sur le marché local.
- Les parois intérieures sont presque lisses donc le coefficient de rugosité est nul. Les tuyaux en P.V.C présentent alors une faible perte de charge.
- Les parois internes des P.V.C résistent aux agents chimiques.

II.3.2. Les paramètres utiles pour le dimensionnement

Les paramètres interviennent pour le dimensionnement d'une conduite sont :

- le débit de calcul Q_c
- la perte de charge unitaire j
- la perte de charge linéaire DH
- la vitesse de l'eau dans la conduite V

- le diamètre D de la conduite
- la pression au sol P

II.3.2.1. Le débit de calcul Q_c

Afin de répartir les débits à chaque tronçon il faut suivre les étapes suivantes :

✓ Calcul du coefficient de pointe

Pour pouvoir répartir les débits à chaque tronçon pendant les heures de pointe, il est nécessaire d'effectuer le calcul de coefficient de pointe en utilisant la formule :

$$k = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

Où

k : coefficient de pointe

Q_{moy} : débit moyen journalier en [l/s]

✓ Calcul du débit de pointe

Avant de calculer le débit de pointe, on calcule d'abord la consommation moyenne journalière de chaque tronçon à l'aide de la formule :

$$Cm = Q_{moy} \times n_{tr}$$

où C_m : consommation moyenne journalière en [l/s]

Q_{moy} : débit moyen journalier en [l/s]

n_{tr} : nombre de population par tronçon

Et puis, on calcule le débit de pointe par tronçon par :

$$Q_p = k.Cm$$

Où

Q_p : débit ou consommation de pointe en [l/s]

k : coefficient de pointe

✓ Débits de calcul

Le calcul de ce débit se fait en 2 façons :

-si la conduite est en impasse, la formule utilisée est :

$$Q_c = Q_p + 0,55 Q \text{ avec } Q_p = 0$$

-si la conduite n'est pas en impasse, on utilise la formule suivante

$$Q_c = Q_p + Q \text{ avec } Q_p \neq 0$$

Dans laquelle :

Q_c =débit de calcul en [l/s]

Q_p =débit de pointe ou débit en route en [l/s]

Q =débit en aval du tronçon considéré en [l/s]

II.3.2.2. La perte de charge unitaire "j"

Elle s'exprime par la formule suivante :

$$j = 0,000831 \times Q_c^{1,75} \times D^{-4,75}$$

dans laquelle :

j :perte de charge unitaire en [m/m]

Q : débit de calcul en [m³/s]

D : diamètre intérieur de la conduite en [m]

Connaissant le débit de calcul Q_c et en imposant le diamètre D, on trouvera la perte de charge unitaire "j".

II.3.2.3. La perte de charge linéaire

Elle s'exprime par la relation, telle que :

$$DH = j \times L$$

où

DH : Perte de charge linéaire en [m]

L : Longueur d'une tronçon de la conduite en [m]

II.3.2.4. La vitesse

Elle s'exprime par les formules suivantes

$$Q = V \times S \Rightarrow V = \frac{Q}{S} \text{ avec } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

d'où

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

avec V : vitesse de l'eau dans la conduite en [m/s]

D : diamètre de la conduite en [m]

Q : débit de calcul en [m³/s]

II.3.2.5. La pression au sol P

$P = \text{Cote de la ligne niveau piezométrique} - \text{Cote au sol}$
où

P : pression au sol en [m]

Cote de la ligne niveau piezométrique en [m]

Cote au sol en [m]

II.3.2.6. Les conditions aux limites

- La vitesse V doit être comprise entre 0,4 et 1,7 m/s
- La pression au sol ne doit pas dépasser le 40 m.

II.4 CONDUITE DE REFOULEMENT

La conduite de refoulement sert à transporter l'eau pompée vers la station de pompage ou vers les réservoirs de distribution.

Les trois formules ci-dessous sont les plus utilisées pour déterminer le diamètre de la conduite de refoulement :

II.4.1 Formule de MUNIER

$$D = (1 + 0.002 n) Q^{\frac{1}{2}}$$

avec n : Nombre d'heures de pompage sur 24

Q : Débit en [m³/s]

D : Diamètre de la conduite en [m]

II.4.2 Formule de Bresse

$$D = 1.5 \sqrt{Q}$$

Q : Débit en [m³/s]

D : Diamètre de la conduite en [m]

II.4.3 Formule de VIBERT et KOCH

$$D = 1.547 \left(\frac{ne}{f} \right)^{0.154} Q^{0.46}$$

Q : Débit en [m³/s]

D : Diamètre de la conduite en [m]

$n = \frac{Tf}{24}$: Temps de fonctionnement journalier de la pompe divisé par 24 heures

e : Prix de Kwh en franc

f : Prix de la conduite en fonte par Kg en franc

NB : On pourra utiliser ces trois formules, mais il faut comparer les résultats entres eux. Le diamètre de la conduite de refoulement à retenir sera le plus économique.

Chapitre III : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

III-1 PRESENTATION DE LA VILLE

La ville d'Ambatondrazaka est située dans le District d'Ambatondrazaka, Région de l'Alaotra-Mangoro, au nord-est de Madagascar, à 272 km environ de la capitale Antananarivo. Cette région comprend neuf districts y compris celui d'Ambatondrazaka.

Le district d'Ambatondrazaka occupe une superficie de 6492 km² et comprend 20 communes.

III-2 DELIMITATION TERRITORIALE

D'une superficie d'environ 45 048 km², la région de l'Alaotra-Mangoro représente 8% de la superficie de Madagascar. Elle est limitée : au nord par la région du Sofia, à l'ouest par la région Analamanga, au sud et à l'est la région Antsinanana. Limites géographiques de la région :

- Entre 16°22 et 20°47 latitude sud
- Entre 47°63 et 48°99 longitude est

III-3 ACCES

L'accès au site se fait à partir de la R.N 2 Tananarive – Tamatave jusqu'au Pk 114 (Moramanga) puis prend la R N 44 jusqu'au Pk 272. Actuellement, la route d'accès est composée par une partie bitumée de 159 km et une piste de 113 km construite par des matériaux locaux (matériaux sélectionnés) et on y trouve des différents ouvrages d'arts comme les ponceaux, pont submersible, des dalots.....

LOCALISATION DE LA VILLE D'AMBATONDRAZAKA



Figure n°09 : Localisation de

III-4 STRUCTURE ADMINISTRATIVE

III-4.1. Organisation administrative

A Madagascar, l'organisation d'une commune rurale ou urbaine est la même dans tout le pays ; et les hiérarchies administratives se présente comme suit :

La région : région l'Alaotra-Mangoro, dirigée par un Chef de Région (nommé par décret interministériel) ;

Le district : dirigé par le Chef du district (nommé par décret interministériel) ;

La commune : dirigée par le Maire et supervisée par le conseil municipal ou communal dont les représentants sont tous des élus ;

Le fokontany ou quartier : dirigé par un président représentant de la population du quartier.

La commune urbaine d'Ambatondrazaka compte 09 quartiers ou fokontany, dont certains forment le centre administratif (tels que : AVARADROVA NORD, AMBOHIMASINA...) ; d'autres, le centre commercial (tels que : MADIOTSIFAFANA, AVARADROVA ATSIMO...) ; et les restes se situent en périphérie.

III-4.2. Autres organisations

Outre la structure municipale et les services qui lui sont affiliés, dans la commune urbaine d'Ambatondrazaka, il existe des groupements de producteurs, paysans et pêcheurs.

Les ONG sont par ailleurs très présentes dans la région. Parmi les principales et les plus actives, notons :

- ADRA/FSP (Adventist Development and Relief Agency/ Food Security Program): dont l'objectif principal est de former des agents de santé à base communautaire (ASBC) ainsi que des paysans modèles ;
- SAF/FJKM : dont ses activités sont axées sur la collaboration SAF/SECALINE ;
- ANGAP : cet organisme réalise dans le cadre de son programme le financement des microprojets de développement tels que : infrastructures rurales ; réhabilitation d'écoles ; etc...),

➤ CROIX ROUGE : cet organisme assure :

- le pesage régulier des bébés
- la lutte contre la malnutrition
- l'éducation maternelle et Infantile
- le planning Familial
- la lutte contre le Choléra
- l'adduction d'eau potable

Dans la commune urbaine d'Ambatondrazaka, quelques ONG agissent dans divers secteurs d'intervention principalement reliés au secteur de la santé et des services sociaux dont FISA (Fianakaviana Sambatra), AIDE(Action et Idée pour Développement et de l'Environnement), ANA(Andrin'ny Natiora aty Alaotra).

CHAPITRE IV : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA REGION A DESSERVIR

IV-1 LE CADRE PHYSIQUE

IV-1.1. Le relief

Le relief est surtout caractérisé par la cuvette de l'Alaotra qui est un vaste plateau intermédiaire, situé au milieu des plateaux de la région centrale de Madagascar avec une altitude moyenne de 700 m. Des massifs latéritiques forment les abords des bassins versants lesquels couvrent une superficie de 7000 km² environ.

La cuvette de l'Alaotra est remblayée par des sédiments lacustres pléistocènes qui forment des buttes résiduelles culminant entre 800 et 970m. Dans la cuvette, une vaste dépression à fond plat s'étend sur une superficie approximative de 1 800 km² (long de 70 km et large de 30 km environ).

IV-1.2. Situation géologique

Concernant les bassins versants d'Ambatondrazaka (Sahamaloto) qui font partie de la bordure du fossé du Lac Alaotra, cinq formations lithologiques les couvrent : alluvions récentes et anciennes sur la partie Est, les migmatites, les gneiss, les migmatites granitoïdes et les granites migmatitiques.

IV-2 LES DONNEES CLIMATIQUES

IV-2.1. Pluviométrie et Température

Le climat est caractérisé par les températures et les pluviométries présentées dans les tableaux qui suivent, et dont les données ont été tirées de la station Ambatondrazaka Aéroport pendant la période 1961 à 1988.

Tableau n°03 : Répartition annuelle de la pluviométrie et température

Station : Ambatondrazaka Aéroport

Période : 1961 à 1988.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sept	Oct	Nov	Déc	Ann
Précipitation (en mm)	225,6	200,8	162,8	55,3	10,8	6,8	8,5	9,4	4,3	26	112,5	216,2	1039
Température (en °C)	23,6	23,9	23,3	22,1	19,8	17,6	17	17,3	18,5	20,8	22,9	23,6	20,87

Source : Service de la Météorologie

Dans l'Alaotra, la pluviométrie annuelle est comprise entre 900 et 1400 mm avec 7 mois à secs. La température du mois le plus froid est supérieure à 16°C.

IV-2.2. Vent

La Région montre une prépondérance écrasante des vents de secteur Est au sol quel que soit le mois considéré. En été, l'apparition parfois au sol des courants de mousson interrompt cette prédominance sans l'annihiler. Qu'ils soient d'Est ou d'autres secteurs, les vents restent faibles à modérés.

IV-2.3. Cyclones

Les cyclones, formés dans l'Océan indien, peuvent être très dévastateurs et frappent très fort dans la Région. Pour 18 cyclones célèbres à Madagascar entre 1985 et 2000, 6 ont touché directement Ambohitsilaozana (Ambatondrazaka) et 9 ont touché la partie sud-est dans les zones côtières (Mahanoro Vatomandry) en amenant des vents violents et de fortes précipitations. La période de janvier à mars est la plus exposée.

Tableau n°04 : Cyclones ayant passés dans la région de 1986 à 2000

Saison cyclonique	Nom des perturbateurs	Date de passage	Zones influencées	Pluies maximum en 24h	Vent maximum instantané
1985-1986	Cyclone tropical HONORININA	9/03/86 au 17/03/86	Ambohitsilaozana Mahanoro	32 57	100 km/h 226 km/h
1987-1988	Cyclone tropical CALIDERA	11/01/88 au 20/01/88	Ambohitsilaozana Mahanoro	86 147	- 61 km/h
1989-1990	Cyclone tropical ALIBERA	16/12/89 au 6/01/90	Mahanoro	160 mm	85 km/h
1993-1994	Cyclone tropical DAISY	7/01/94 au 17/01/94	Mahanoro	32 mm	100 km/h
1995-1996	Cyclone tropical Intense GERALDA	27/01/94 au 7/02/94	Ambohitsilaozana Mahanoro	- 68 mm	120 km/h 80 km/h
		5/03/94 au 10/03/94	Mahanoro	127 mm	63 km/h
	Dépression Tropicale KELIVINA		Mahanoro	143 mm	80 km/h
	Cyclone tropical LITANNE	9/03/94 au 18/03/94	Ambohitsilaozana	93 mm	-
	Cyclone tropical BONITA	5/01/96 au 14/01/96	Mahanoro	164 mm	97 km/h
1999-2000		21/02/96 au 29/02/96			
	Cyclone tropical EDWIGE				
	Cyclone tropical BONITA	17/02/00 au 18/02/00	Vatomandry Ambohitsilaozana	- 35,8 mm	> 200 km/h 60 km/h
	Tempête tropicale modérée	1/03/00 au 5/03/00	Ambohitsilaozana	130,9 mm	60 km/h

Source : Service de la Météorologie

IV-2.4. Hydrographie :

Le relief forme dans ses bassins versants un réseau de nombreux cours d'eau dont les plus importants sont :

- La *Sahabe* : un des principaux tributaires du Lac Alaotra, elle se prolonge dans le Lac par un chenal de 3 km, constituant une voie d'eau pour les pirogues des pêcheurs.
- La *Sasomanga* : cette rivière trouve son importance dans l'irrigation de quelques 4 000 ha de rizières.
- La *Maningory* (sur la limite nord du district) : seul exutoire du Lac qui se jette dans l'Océan indien.

IV-3 LA POPULATION ET DEMOGRAPHIE

IV-3.1. Origine

Dans la région de l'Alaotra, les Sihanaka constituent la grande majorité de la population. Les Merina suivent de très loin, et les Betsimisaraka en troisième position, avant les Betsileo et les Antandroy. Le reste est composé de groupes minoritaires de diverses provenances de l'île.

Antsihanaka ou la région de l'Alaotra est localisé au nord de l'Imerina et du pays Bezanozano, au sud de la région des Tsimihety, à l'est du terroir des Sakalava et à l'ouest des Betsimisaraka. Cette position géographique attribue un aspect cosmopolite à la population.

On peut distinguer 3 groupes différents au sein de l'ethnie Sihanaka :

- Les Tamoronaia habitant près de la forêt équatoriale et qui ressemblent plutôt au Betsimisaraka.
- Les Tetivohitra occupant les collines, et dont les traits et les habitudes s'apparentent à ceux des Merina.
- Les Tanororo qui occupe le bord du Lac Alaotra

IV-3.2. Données démographiques

D'après les données du Recensement Général de la Population et de l'Habitat effectué en 2000, le district d'Ambatondrazaka comptait 321 517 habitants, constituant ainsi la plus grande concentration de population au niveau de la région. La commune urbaine d'Ambatondrazaka compte à elle seule 78 225 habitants en 2005, répartis dans ses 9 fokontany

Ci-dessous un tableau contenant la distribution de la population de la commune urbaine d'Ambatondrazaka selon les fokontany.

Tableau n°05 : Distribution de la population de la commune urbaine d'Ambatondrazaka selon les fokontany.

Années	1980	1983	1985	1992	1993	2003	2004	2005
Population totale	23 625	25 262	37 808	53 142	55 107	73 026	75 675	78 225
Ambodimanga	-	-	-	-	-	7 230	7 500	7 838
Ambohimasina	-	-	-	-	-	8 749	9 056	9 353
Ampasambazimba	-	-	-	-	-	9 672	10 013	10 334
Anosindrafo	-	-	-	-	-	7 142	7 414	7 660
Antanifotsy	-	-	-	-	-	8 597	8 900	9 189
Antsimondrova	-	-	-	-	-	7 896	8 193	8 462
Avaradrova-Nord	-	-	-	-	-	7 985	8 273	8 545
Avaradrova-Sud	-	-	-	-	-	6 628	6 872	7 083
Madiotsifafana	-	-	-	-	-	9 127	9 453	9 761
Taux d'accroissement	-	-	-	-	3,69		3,62	3,36

Source : JIRAMA (de1980 à 1993) ; Commune Urbaine d'Ambatondrazaka (de 2003 à 2005).

On remarque une distribution assez uniforme de la population sur le territoire bien que certains fokontany où sont concentrés les commerces et services de l'Etat soient les plus densément peuplés. Le taux de croissance de la population dans la commune est environ 3,6 % et stable depuis l'années 1992. La densité est de 49,53 habitants/ km², alors que la taille moyenne des ménages est de 5,3 personnes. (Source : RGPH 93).

IV-3.3. Répartition par classes d'âges et par sexe

Voici le tableau montrant la répartition de la population par classe d'âges et par sexe dans la commune urbaine d'Ambatondrazaka en 2005.

Tableau n°06 : La répartition de la population par classe d'âges et par sexe

CLASSES D'AGE	HOMMES	FEMMES
0 à 5	6 788	7 706
6 à 9	5 067	5 857
10 à 14	5 703	6 197
15 à 17	6 707	7 700
18 à 29	5 513	6 434
30 à 49	3 027	3 782
50 à 59	2 327	2 834
60 et plus	1 096	1 508
TOTAL	36 228	42 018
%	46,30	53,70

Source : Commune urbaine d'Ambatondrazaka

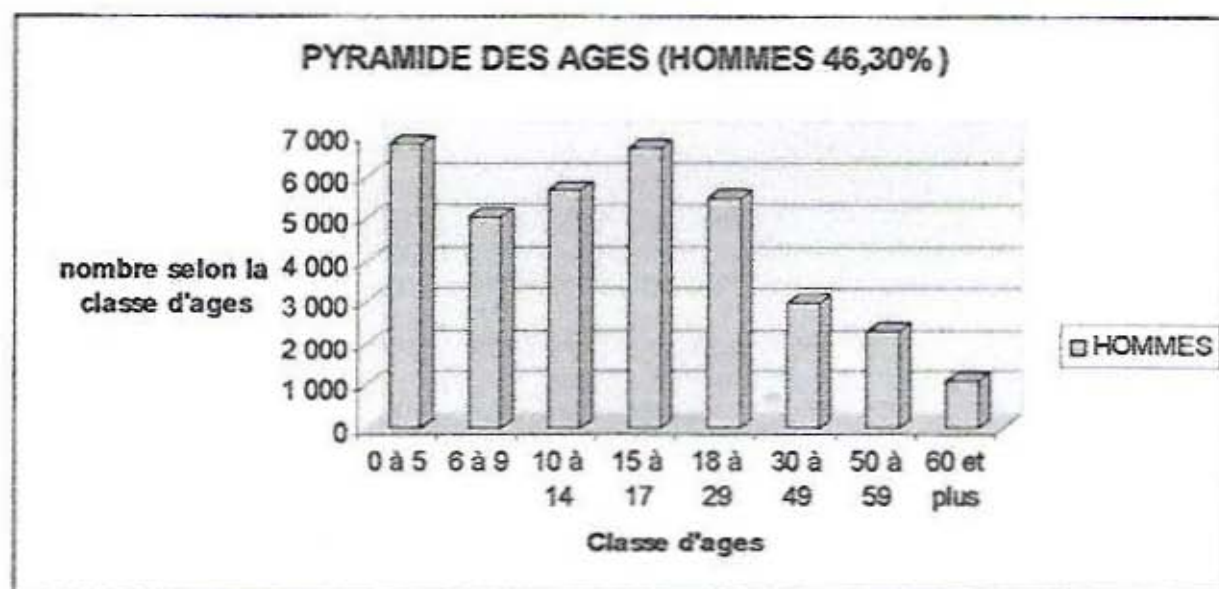


Figure n°10 : Pyramide des âges des hommes.

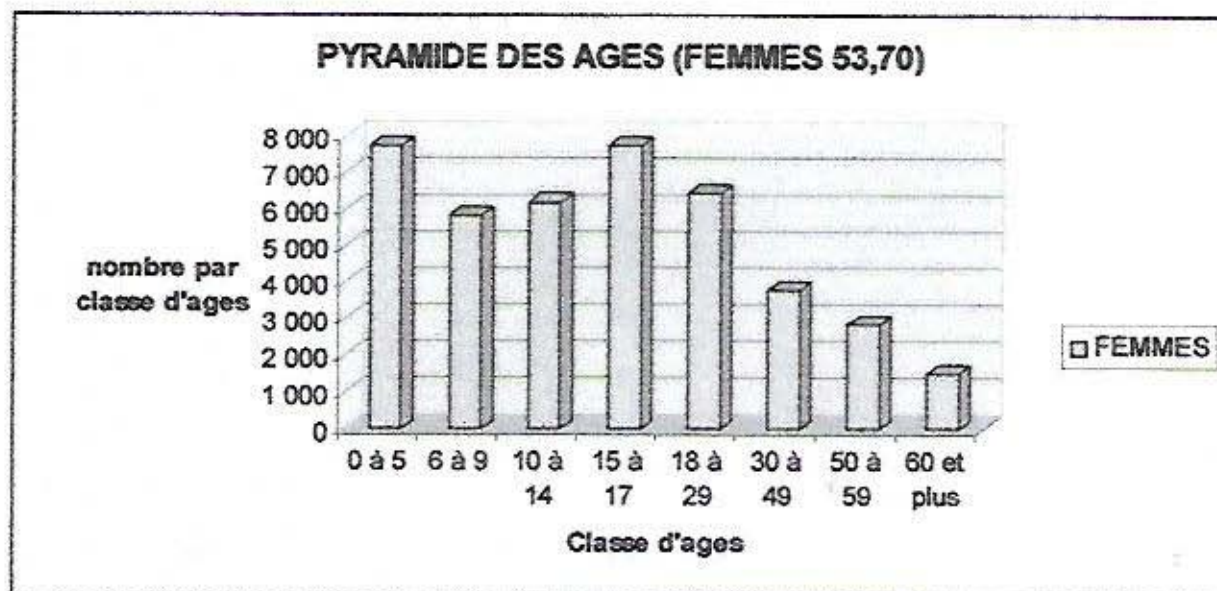


Figure n°11 : Pyramide des âges des femmes.

IV-3.4. Evolution de la population

En 2005, la population de la ville d'Ambatondrazaka représente 78 225 habitants et croît au rythme de 3,6 % environ. Mais si la ville exerce la même attractivité que les autres grandes villes de Madagascar, sa population atteindra 399 060 habitants en 2050, pour un taux d'accroissement de 3,6 % par an. Cette forte immigration doit être engendrée puis stimulée par le développement d'activités économiques (surtout la riziculture) nécessitent une main d'œuvre abondante.

L'effectif s'élèverait au cours de deux phases à 115 731 en 2015 et à 164 834 en 2025.

IV-4 ACTIVITES ECONOMIQUES

IV-4.1. L'agriculture

IV-4.1.1. Surface agricole et type de culture

Globalement, les terres cultivables sont très limitées, ne représentant que 8% de la superficie totale de la Région. Les superficies cultivées en occupent jusqu'à 79% qui sont inégalement réparties entre différentes cultures vivrières, de rente et industrielles.

Concernant le district d'Ambatondrazaka, voici le tableau montrant la superficie agricole :

Tableau n° 07 : Superficie agricole

district	Superficie totale (ha)	Superficie cultivable		Superficie totale	
		(ha)	% sup tot du district	Cultivée (ha)	% sup tot cultivée
Ambatondrazaka	649 200	58 845	9 %	58 845	100 %

Source : Annuaire Statistique Agricole 2001, MinAgri

Il est à noter que La riziculture prédomine dans les cultures vivrières. Les plus grandes étendues en surface rizicole sont localisées à Amparafaravola et Ambatondrazaka, et un peu moins à Moramanga et Mahanoro. Le manioc suit de très loin le riz. Le maïs dont Ambatondrazaka se trouve en tête en terme de superficie cultivée arrive en troisième position.

IV-4.2. Pêche et ressources halieutiques

Dans l'Alaotra, les gens pratiquent la pêche continentale et la rizipisciculture. Les plans d'eau, les lacs intérieurs, les fleuves constituent les seuls supports aux activités de pêche. Le Lac Alaotra, d'une superficie de 20 000 ha, est d'ailleurs le plan d'eau intérieur le plus important à Madagascar. Il se prête à différents usages : pêche, riziculture, collecte de plantes aquatiques pour la vannerie. Il présente aussi des particularités biologiques : c'est par exemple une Zone d'intérêt pour la conservation des Oiseaux (ZICO). Malheureusement, les menaces d'ensablement s'accroissent suite à la forte dégradation des bassins versants.

IV-4.3. Elevage

La Région présente une grande potentialité en matière d'élevage au niveau de la province. En effet, plus de 60% du cheptel (bovin, caprin, porcin, ovin, volailles.....) toute espèce confondue de la province se trouve dans cette Région. A titre indicatif, ce pourcentage atteint 70% en 2001 d'après l'annuaire statistique agricole 2001 du Ministère chargé de l'Agriculture, le poids de la province en matière d'élevage au niveau national (nombre de cheptel de la province par rapport à l'ensemble au niveau national) étant de 14% au cours de la même année.

IV-4.4. Industrie et artisanat

Concernant l'industrie et l'artisanat au niveau du Lac Alaotra, il s'agit surtout de rizeries-décortiqueries et d'anciennes huileries. Et au niveau de Mangoro, c'est surtout l'industrie du bois et ses dérivés.

IV-4.5. Tourisme

Dans la région, le Parc National d'Andasibe Mantadia (PNAM) constitue une destination touristique très connue (38,87% des touristes). Il s'étend sur 20,8 km de long du Nord au Sud et 12,7 km de large d'Est en Ouest. Il est composé de trois aires protégées :

- La réserve Spéciale d'Indri d'Analamazaotra, 810 ha
- La réserve de Zahamena
- Le Parc National de Mantadia, 10 000 ha

IV-4.5.1. Infrastructure touristique

Ci-dessous le tableau montrant les infrastructures touristiques réparties dans les 7 districts de la Région.

Tableau n° 08 : Infrastructure touristique

Sous préfecture	Nombre Hôtels	Nombre Chambres
Ambatondrazaka	5	31
Amparafaravola	2	17
Andilamena	0	0
Mormanga	9	108
Anosibe An'Ala	0	0
Vatomandry	1	6
Mahanoro	2	14

Source : Min.Tourisme

IV-4.6. Les activités des chefs de ménages

Le ménage a été défini par le RGPH 1993 comme étant « l'ensemble de personnes habitant un même logement, unies par des liens familiaux ou non et partageant les repas principaux et reconnaissant l'autorité d'une seule personne : le chef de ménage ».

Dans le district d'Ambatondrazaka 76 % des chefs de ménage travaillent dans le secteur agricole. L'artisanat et le travail salarié (Personnel des services et vendeurs de magasin et au marché et ouvriers et employés non qualifiés d'entreprise) tiennent une faible place.

Le tableau ci-après montre l'activité professionnelle du chef de ménage dans le district d'Ambatondrazaka.

Tableau n°09 : Activité professionnelle du chef de ménage dans le district d'Ambatondrazaka.

Grands groupes de professions	Ménages occupées	%
Forces armées.	46	0,14
Membres de l'exécutif et des corps législatifs, cadres supérieurs de l'administration publique, dirigeants et cadres supérieurs	85	0,27
Professions intellectuelles et scientifiques.	808	2,61
Professions intermédiaires.	579	1,87
Employés de type administratif.	366	1,18
Personnel des services et vendeurs de magasin et au marché.	1 452	4,69
Agriculteurs et ouvriers des métiers de type artisanal de marché	23 405	76
Artisans et ouvriers des métiers de type artisanal de marché	1 408	4,78
Conducteurs d'installation.	535	1,72
Ouvriers et employés non qualifiés d'entreprise.	2 028	6,55
Non déterminé	141	0,45
TOTAL	30 925	100

Source : RGPH 93

IV-4.7. Aspects culturels

IV-4.7.1. Religion

Originellement, les groupes ethniques n'ont pas de religion spécifique à part la religion ancestrale qui est pratiquée par une minorité. Historiquement, la population locale a subi l'influence religieuse des colonisateurs. C'est pourquoi on trouve aussi dans le district d'Ambatondrazaka des adeptes des grandes religions chrétiennes, telles que : le catholicisme (ECAR ou Eglise Catholique Apostolique Romaine) et le protestantisme (F.J.K.M ou Fiangonan'i Jesoa Kristy eto Madagasikara, FLM ou Fiangonana Loterana Malagasy, E.E.M. ou Eklesia Episkopaly Malagasy ou Eglise Anglicane, adventiste et autres).

La F.F.K.M. ou Fiombonan'ny Fiangonana Kristiana eto Madagasikara agréé par l'arrêté n° 179 / 85 du 11 Janvier 1985, regroupe les quatre églises précédentes EKAR, FKJM, FLM et EEM, le FFKM a été instauré pour l'oecuménisme et les activités y afférentes. Un bureau régional ou "Komitim-paritany FFKM" existe à Ambatondrazaka.

IV-4.7.2. Coutumes

Aujourd'hui encore, chaque groupe ethnique a maintenu ses coutumes ; entre autres les interdits sociaux, comme : le caractère sacré des tombeaux ou pierres levées qui ne peuvent être déplacés ou piétinés sans motifs importants, après des rituels et une cérémonie grandiose.

En matière de stèles et diverses "vatolahy", la Région en est riche à commencer par Ambatondrazaka où la pierre de Razaka existait effectivement à un emplacement précis. En fonction de la localisation, de la forme et de l'inclinaison, ces pierres érigées transmettent des messages ou revêtent des significations. Ainsi, on distingue trois sortes de "vatolahy" :

- le "vato firirazana" destiné pour les remerciements,
- le "vato firazanana", obligatoirement recouvert de linge blanc, en mémoire d'un défunt dont le corps n'a pas été retrouvé,

- le "vatom-piraketana" qui est intouchable. On en compte six variétés : "mpifehy", "rangolahy", "tsangambato", "vato hosina", "vato tatao" et "vatohasàna" (pierre plate qui repose sur trois grands "toko").

IV-4.8. Infrastructures et services

IV-4.8.1. Les infrastructures sanitaires

La Région de l'Alaotra Mangoro compte quatre catégories de centres médicaux publics, à savoir :

- ♣ Le Centre Hospitalier de District niveau 2 (CHD2).
- ♣ Le Centre Hospitalier de District niveau 1 (CHD1) dirigés par un personnel soignant autre que médecin.
- ♣ Le Centre de Santé de Base niveau 1 (CSB1) qui sont des dispensaires ou de Centres de Santé et de Soins Primaires ou de Postes Sanitaires tenus par un personnel soignant autre que médecin.
- ♣ Le CSB2 : Centre de Santé de Base niveau 2 avec médecin.

Plus de la moitié de ces établissements sont des CSB1 et le tiers CSB2. Les CHD2 sont présents seulement dans les deux communes urbaines de Moramanga et d'Ambatondrazaka. Les mêmes définitions ont été retenues pour comptabiliser les centres médicaux privés. Il est à noter que les établissements sanitaires publics sont les plus répandus dans la région avec une proportion de 87%.

Tableau n°10: Nombre d'établissements sanitaires publics

District	CHU	CHD2	CHD1	CSB2	CSB1	Total
Ambatondrazaka	-	1	0	10	31	42

Source : Rapport Annuel 1999 des SSD/DIRDS Toamasina

Tableau n°11: Nombre d'établissements sanitaires privés

District	CHU	CHD2	CHD1	CSB2	CSB1	Total
Ambatondrazaka	-	-	-	5	-	5

Source : Rapport Annuel 1999 des SSD/DIRDS Toamasina

IV-4.8.2. Les infrastructures scolaires

↳ Enseignement général

Tableau n°12 : Répartition des établissements dans le district (privés et publics)

	District	Nombre E.P.P.	Nombre C.E.G.	Nombre Lycées	Total établissement
Public	Ambatondrazaka	155	13	1	169
Privé		14	5	1	20

Source : Rapport de DIRSEB 1997-1998

REMARQUE :

Concernant le taux de scolarisation primaire, il n'y a pas une grande différence entre les filles et les garçons vis à vis de la scolarisation. Ce taux est de 75,53 % pour les garçons de 6 à 14 ans et de 76,99 % pour les filles de 6 à 14 ans, c'est-à-dire 22 % de l'ensemble de la population.

↳ Enseignement technique et supérieur

La région a connu une évolution récente en matière d'enseignement supérieur. La ville d'Ambatondrazaka est dotée d'un Lycée Technique Professionnelle (LTPA) et des instituts privés en enseignement supérieur comme la Télé-enseignement, instituts de formation BAC+2 en gestion et économie.

IV-4.8.3. Les infrastructures socioculturelles

Les infrastructures socio-culturelles sont concentrées dans les communes urbaines. Moramanga et Ambatondrazaka disposent chacun d'un Centre d'Animation et de Promotion des Jeunes (CAPJ). Le "tranompokonolona" est utilisé pour quelques rares manifestations artistiques (galas de chants, spectacles, arts martiaux...).

Etant le lieu de loisir le plus populaire dans la région, les vidéo-clubs ne cessent de proliférer et se sont diffusés rapidement dans le district d'Ambatondrazaka. A cause d'une concurrence accrue, la plupart des salles de cinéma existantes ont dûes longtemps fermer leur porte. Quant aux terrains de sport,

la commune urbaine d'Ambatondrazaka possède un stade municipal situé en plein centre de la ville.

IV-4.8.4. Les infrastructures routières

↪ Routes

La ville d'Ambatondrazaka est traversée par la Route Nationale Secondaire RNS 44. A part la Route Nationale RN 2, La RNS 44 constitue le principal réseau de la région tandis que le reste constitue des pistes toujours carrossables tout au long de l'année.

↪ Trafic aérien

La compagnie Air Madagascar assure, avec des Twin-Otter, la liaison :
Antananarivo – Ambatondrazaka – Toamasina : 2 fois par semaine
Toamasina – Ambatondrazaka – Antananarivo : 3 fois par semaine
Antananarivo – Ambatondrazaka – Antananarivo : une fois par semaine.

Le colis Air Madagascar Express existe aussi.

↪ Transport ferroviaire

Dans la Région, la ligne ferroviaire desservait 17 gares à partir de Moramanga. La gare d'Ambatondrazaka est au PK 142 et la plus loin est celle d'Ambatosoratra située au PK 167.

Pendant les années florissantes (vers le milieu des années 80), on enregistrait deux départs et deux arrivées par jour, à destination ou en provenance du Lac Alaotra. Actuellement, vu le vieillissement des installations et du matériel (surtout les locomotives), le trafic devient très rare. Mais avec la privatisation de ce secteur, on espère une amélioration au niveau des infrastructures ainsi qu'au niveau de la gestion des ressources.

IV-4.9. Autres infrastructures

IV-4.9.1. Urbanisme et habitat

Suivant le développement actuel de la ville, elle tend à s'épanouir vers :

- les fokontany Andrarabary, Ambalabako et Manakambola,
- l'axe Ouest qui la relie à la commune d'Ampitatsimo,
- l'axe Nord le long de la route RN 44 vers Feramanga Avaratra.

IV-4.9.2. Approvisionnement et desserte en eau potable de la Région

Ambatondrazaka et Moramanga sont desservies par la JIRAMA (respectivement 1 103 et 677 abonnés, en eau potable recensés en 1998). Amparafaravola bénéficie d'installations effectuées par la "microréalisation" en 1989. A Andilamena, l'eau est gérée par la Commune.

Depuis 1954, la ville d'Ambatondrazaka est alimentée en potable par les sources d'Ambodiakondro qui fournissent actuellement environ 120 m³/h.

Le système d'AEP est constitué par :

- un système de captage ;
- une bâche de reprise ;
- un bâtiment d'exploitation ;
- Trois réservoirs (l'un à Ambohimiangaly et les 2 autres à SILA).
- Un réseau de distribution.

IV-4.9.3. Electrification et énergie

Comme ailleurs dans le pays, c'est la JIRAMA qui gère le réseau de distribution continue (24h/24) d'électricité dans la commune d'Ambatondrazaka. La ville est alimentée en énergie électrique par une centrale thermique de puissance installée de $P_i = 1\,206$ Kw.

Quant à l'utilisation d'autres sources d'énergie sous forme de combustible, la population utilise le charbon de bois, le bois de chauffe et le gaz.

IV-4.9.4. Communications

La ville d'Ambatondrazaka est reliée au réseau de la télévision nationale et à la station nationale de radio. Il existe également des stations privées de radio qui diffusent des émissions locales.

Les sociétés TELMA, ORANGE et CELTEL fournissent les services téléphoniques fixes (TELMA) et mobiles dans ville. L'emploi des téléphones cellulaires tend à se développer et à se généraliser.

PARTIE II

DIAGNOSTIC DU SYSTEME EXISTANT

CHAPITRE I : SYSTEME EXISTANT

I.1 HISTORIQUE

La ville d'Ambatondrazaka est alimentée en eau potable depuis 1953. A cet époque les installations étaient gérées par la commune et comprenant les éléments suivants :

- un système de captage
- 2 réservoirs de 375 m³
- un réseau de distribution

Vu la croissance démographique d'une part et l'urbanisation de la ville d'autre part, les demandes ne cessent d'augmenter de jour en jour, ce qui conduisait à l'amélioration du système en 1985. Cette amélioration a été effectuée afin de satisfaire les besoins journaliers de la population du point de vue quantitatif et surtout qualitatif, ce qui nécessite la mise en place d'une station de traitement comprenant :

- une bache de reprise et un bâtiment d'exploitation
- exécution du nouveau réseau de distribution
- un réservoir de 500 m³

Il est à noter que de 1985 à 2006, à part la maintenance du système effectuée par JIRAMA (réparation des pompes, remplacement des tuyaux cassés, branchement des nouveaux abonnés) et par la direction de l'eau du Ministère de l'Energie et des Mines (curage du drain au niveau du captage en 1993), aucuns travaux de réhabilitation n'ont été effectués.

I.2 SCHEMA GENERAL DU SYSTEME

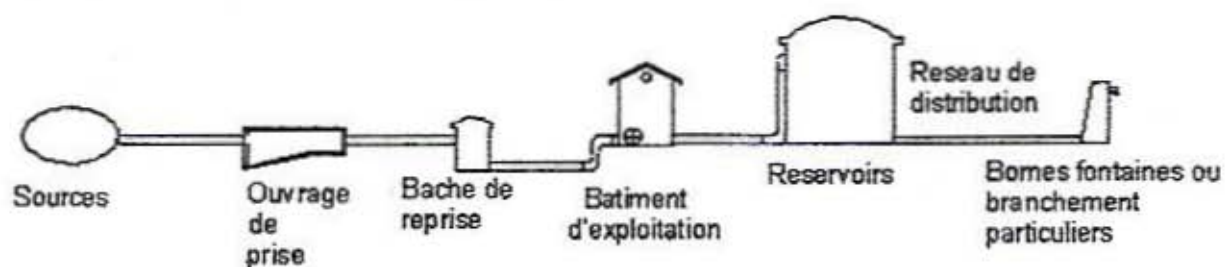


Figure n°12 : Schéma général de l'AEP de la ville d'Ambatondrazaka

1.2.1 Type d'adduction et type de réseau de la ville

1.2.1.1 Type d'adduction

Le cas de la ville d'Ambatondrazaka est celle de l'adduction mixte, l'eau de la station de traitement est refoulée vers les 3 réservoirs d'Ambohimiangaly et du Firaiana afin d'assurer par la suite un écoulement gravitaire.

1.2.1.2 Type de réseau

Le réseau simple est constitué par de canalisations dont le tracé décrit une boucle ouverte. Dans le cas contraire, c'est-à-dire que le tracé de canalisations décrit une boucle fermée, on appelle le réseau : réseau maillé.

Le réseau d'AEP de la ville d'Ambatondrazaka est constitué par un réseau maillé avec ramification pour les extensions.

1.3. SOURCES ET CAPTAGES

1.3.1 Sources

Les sources se trouvent à Ambodiakondro environ à 3 km au sud est de la ville d'Ambatondrazaka (coordonnées Laborde X : 611,3 km ; Y=918,2 km). Ce sont des sources d'émergences (arène émergente), elles se présentent sous trois formes :

- la nappe en charge
- les nappes phréatiques
- les eaux superficielles

Elles se répartissent dans deux zones, la nappe en charge se trouve dans la zone I (partie amont) tandis que les eaux superficielles et les nappes phréatiques sont dans la zone II (partie aval). L'ensemble fournit en moyenne 225 m³/h en 1986 et réduit à 120 m³/h en 2005.

1.3.2 Captages

- Zone I

Le captage de la nappe en charge est assuré par un système de puits télescopiques équipés de crepine en tuyau PVC de diamètre 100 mm, prolongée par un élément de buse. L'eau est conduite vers le canal drain par l'intermédiaire d'un

tuyau en PVC de 6". Ensuite l'eau est acheminée gravitairement de la prise à la bache de reprise par une conduite constituée de tuyau en fonte de diamètre intérieur 350 mm (FN 350).

- Zone II

Le captage est composé d'un canal drain le long de la base de la colline. Ce système permettant de capter au maximum l'eau issue de la nappe arène mais également les eaux superficielles ou les eaux des nappes phréatiques. Les parois de ce canal comportent plusieurs barbacanes pour faciliter l'entrée d'eau.

L'eau du canal drain est collectée dans un ouvrage de prise à deux chambres. La première joue le rôle du dessableur et la deuxième c'est lui de prise. Ensuite l'eau est acheminée gravitairement de la prise à la bache de reprise par une conduite constituée de tuyau en fonte de diamètre intérieur 350 mm (FN 350).

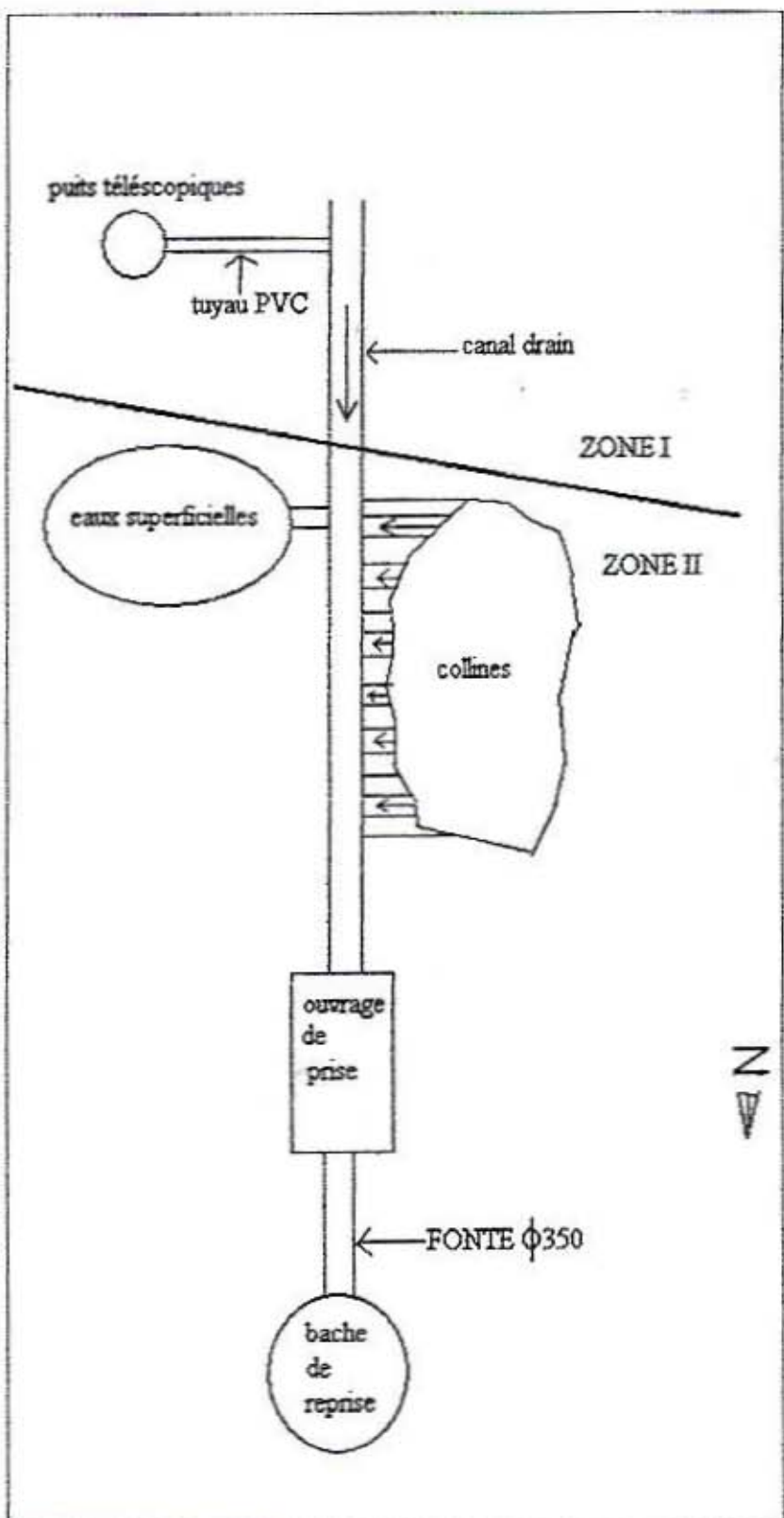


Figure n°13 : Plan schématique du système de captage

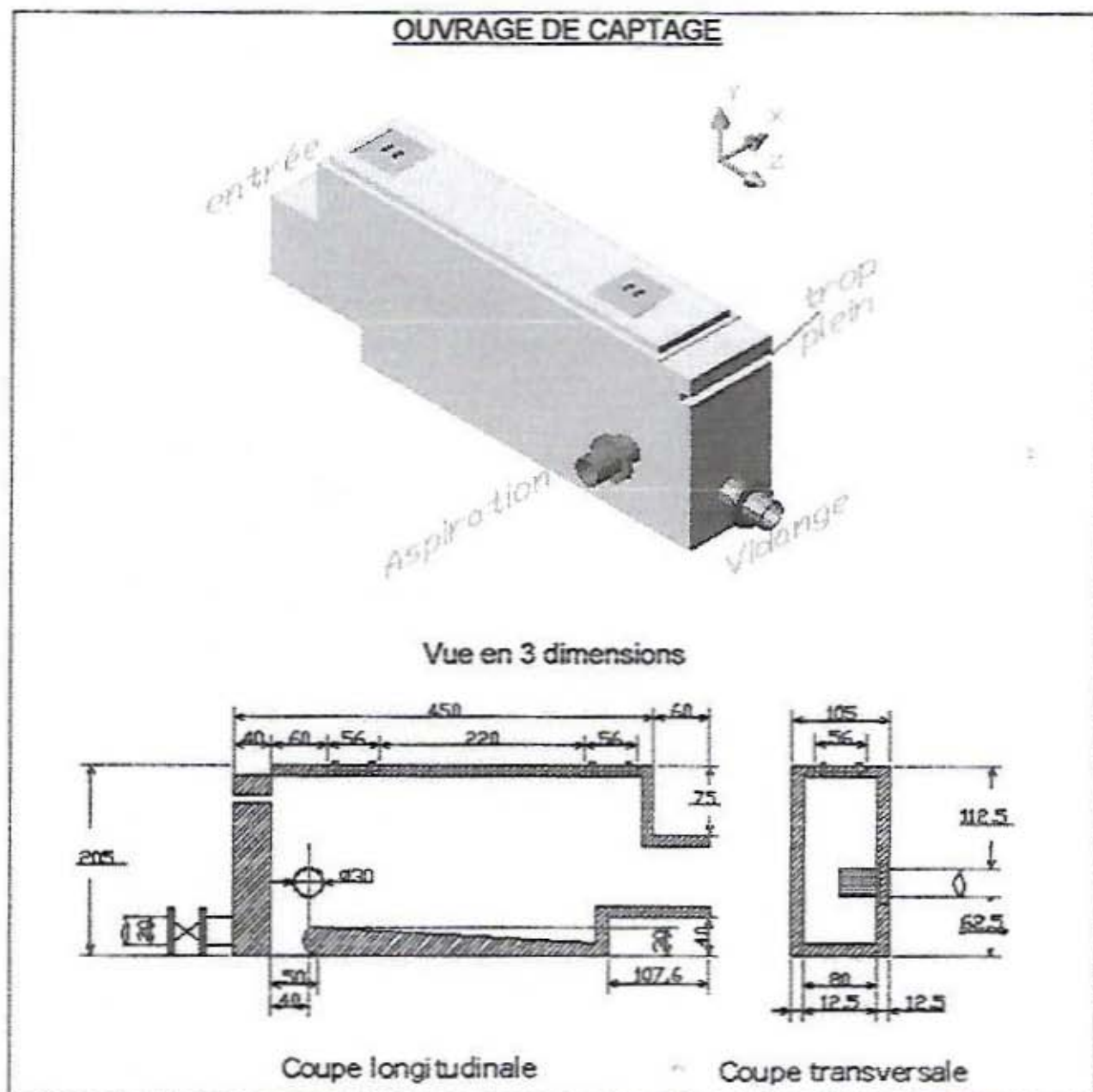


Figure n°14 : Ouvrage de captages des sources à Ambodiakondro

I.4 CHAINES DE TRAITEMENTS

Dans le cas général, les eaux de surface doivent subir avant la distribution les chaînes de traitements suivantes :

- dégrossissage
- dégrillage
- dessablage
- coagulation

- floculation
- décantation
- filtration
- neutralisation
- stérilisation

Il est à noter que les eaux souterraines ne subissent qu'une chaîne de traitement réduite. L'eau des sources d'Ambodiakondro est d'origine souterraine, elle ne subira qu'un dessablage (effectué au niveau de l'ouvrage de prise) et une stérilisation effectuée dans la bache de reprise.

La stérilisation consiste à verser $1,3 \text{ g/m}^3$ de l'hypochlorite de calcium pour tuer les bactéries et microbes qui ont pu traverser le système de filtration et pour garder le taux de chlore résiduel de $0,8 \text{ g}$ à 1 g/m^3 à la sortie.

Voici le tableau montrant la quantité de l'hypochlorite de calcium utilisée au cours de l'année 2005.

Tableau n° 13 : Quantité de l'hypochlorite de calcium

PRODUCTION Eau brute M^3	Volume entré Réseau M^3	VENTE M^3	RENDEMENT	POINTE M^3	ENERGIE KW	HYPOCHLORITE DE CALCIUM KG
616 892	616 892	494 078	80,1	2 203	294 176	810

Source : JIRAMA

1.5 BACHE DE REPRISE

C'est un ouvrage de stockage de l'eau provenant de la prise permettant d'injecter du réactif pour la stérilisation et pour faciliter le pompage de l'eau vers les réservoirs.

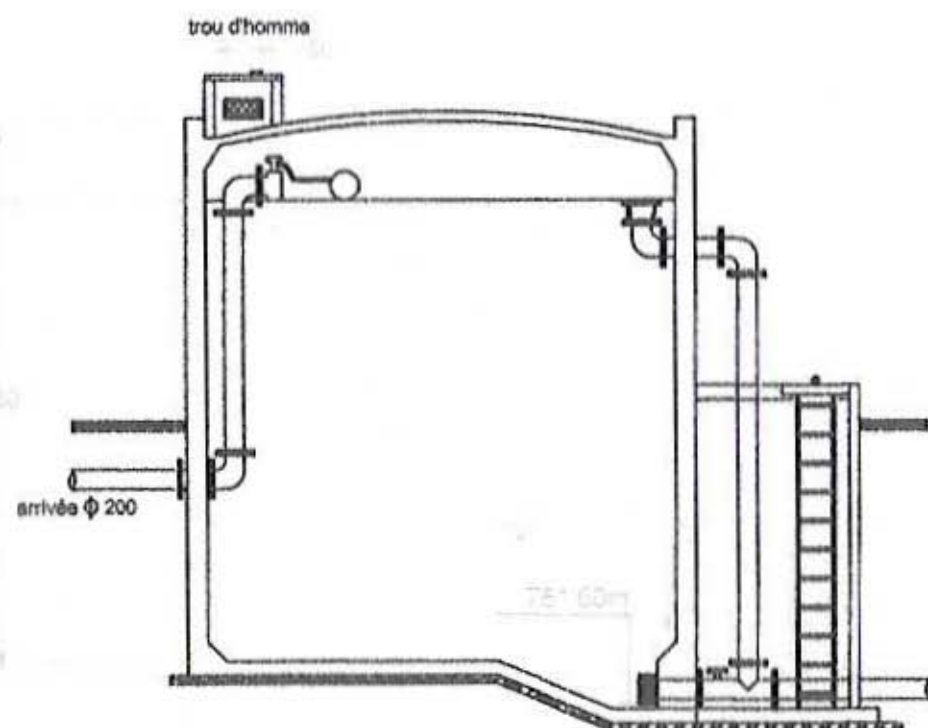
Caractéristiques techniques :

Forme : circulaire

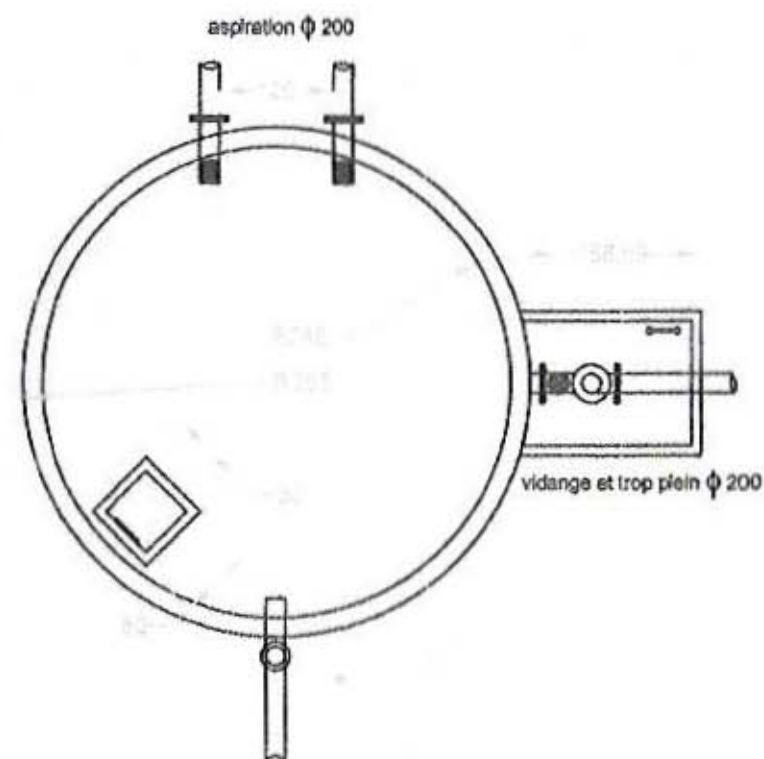
Cote du radier : 781 m

Rayon intérieur : 2,65 m

Hauteur : 5,65 m



COUPE LONGITUDINALE



COUPE TRANSVERSALE

ESPA

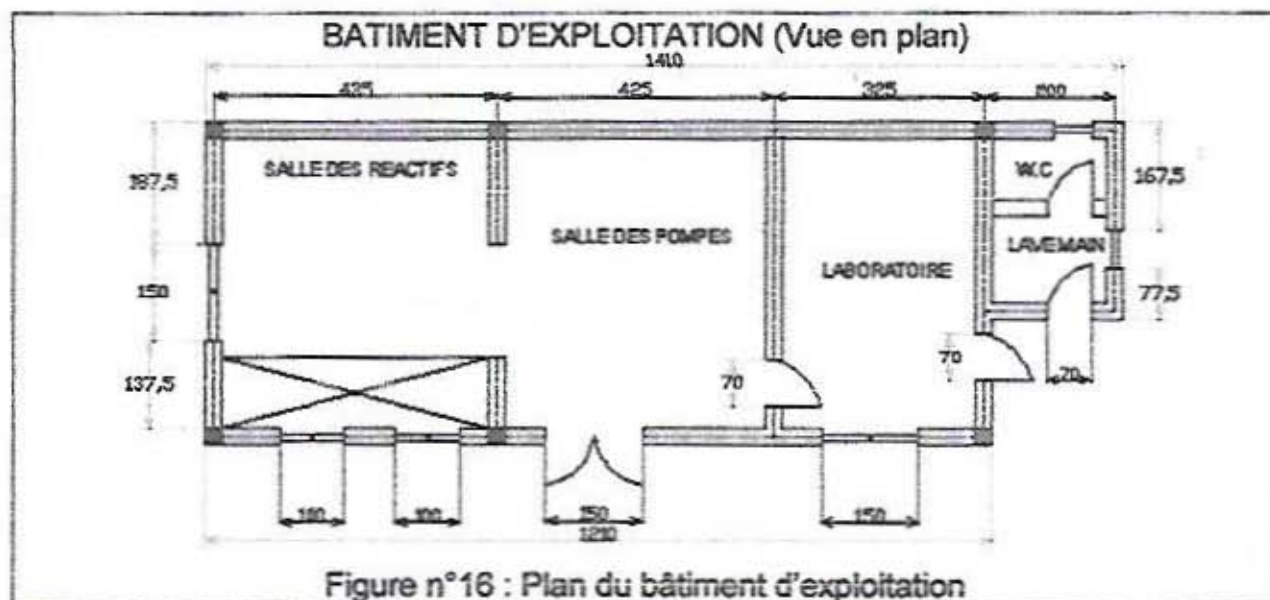
Echelle: 1/75

COUPE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DE LA
BACHE DE REPRISE DE 100 M3

1.6 BATIMENT D'EXPLOITATION

Le bâtiment a une surface de 70 m^2 . Il est construit en maçonnerie de briques, renforcée par des piliers et poutre en béton armé. Il comporte :

- une salle de préparation d'injection et de stockage des réactifs de traitement
- une salle des pompes
- une salle pour laboratoire
- un toilette



1.7 CONDUITE DE REFOULEMENT

La conduite de refoulement relie le bâtiment d'exploitation aux réservoirs. Elle est constituée par des tuyaux en fonte à joint automatique DN 200. Cette conduite mesure 2190 m (du bâtiment d'exploitation au réservoir à Ambohimiangaly) et de 1284 m (du bâtiment d'exploitation aux 2 réservoirs à SILA).

1.8 RESERVOIRS

La ville est dotée de 3 réservoirs dont l'un se trouve à Ambohimiangaly et les deux autres à SILA.

▪ Réservoir d'Ambohimiangaly :

C'est un réservoir construit au sol ayant une capacité environ 500 m^3 , de forme circulaire avec coupole en béton armé dosé à 350 kg/m^3 . La paroi circulaire

reçoit intérieurement un enduit étanche et extérieurement un enduit ordinaire avec peinture de ravalement.

Le radier repose sur mince couche de béton de propreté dosé à 250 kg/m^3 et recouvert d'une chape étanche au mortier de ciment avec incorporation d'hydrofuge. La cote du radier est de 858 m.

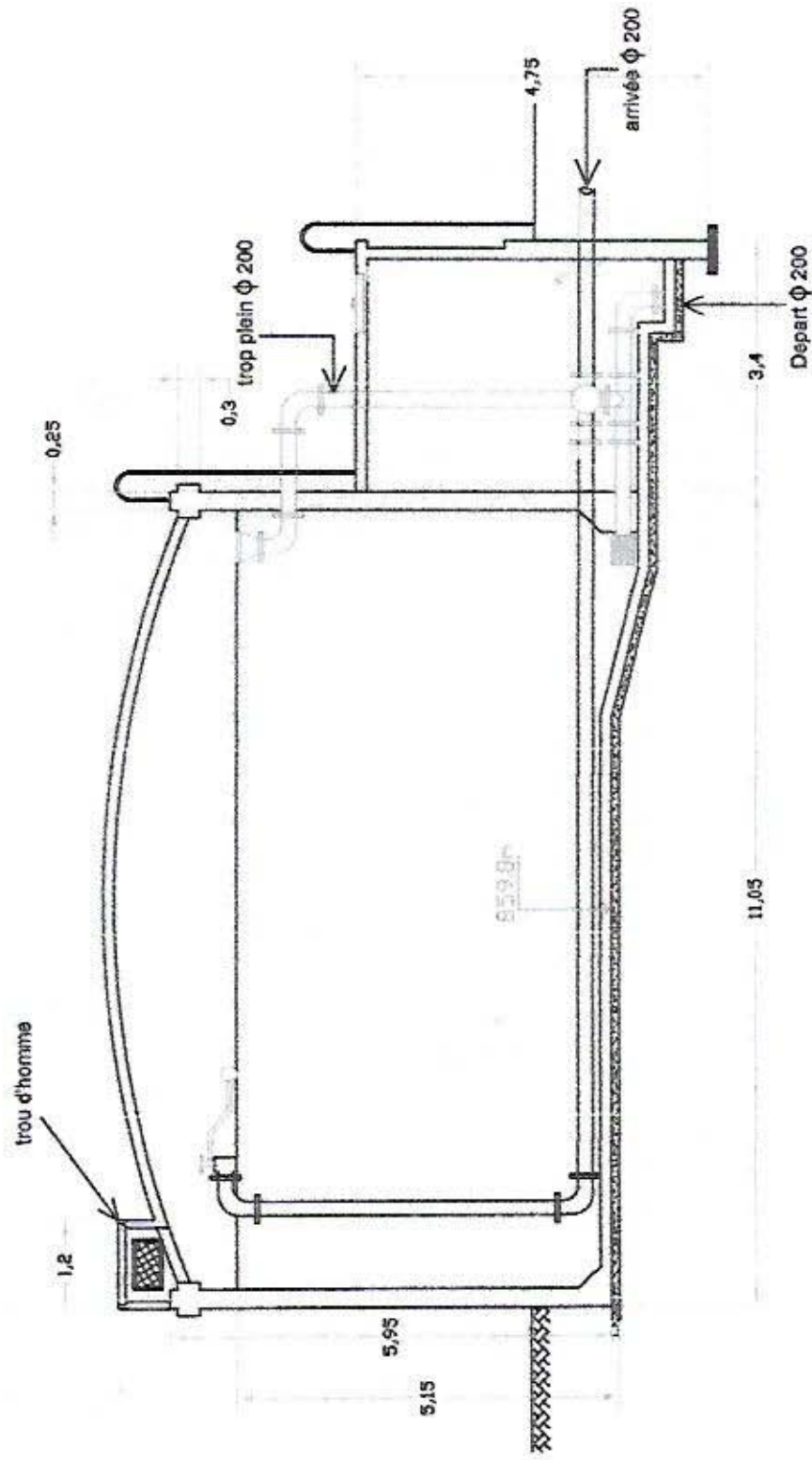
Caractéristiques techniques :

- hauteur : 6,50 m
- rayon intérieur : 5,20 m
- rayon extérieur : 5,32 m
- épaisseur du paroi circulaire : 0,12 m
- gousset : 0,20 X 0,20 m
- coupole :
 - épaisseur : 0,08 m
 - rayon de courbure : 14,30 m
- radier :
 - épaisseur : 0,15 m
 - rayon : 5,42 m

▪ Réservoir Firaiana

Aucune donnée concernant les 2 autres réservoirs n'a été trouvée à Ambatondrazaka, mais par reconnaissance sur terrain, on a constaté que ce sont des réservoirs circulaires semi-enterrés ayant une capacité de 375 m^3 chacun, situés à SILA.

RESERVOIR DE 500 M3



ESPA Echelle:1/

Coupe longitudinale du reservoir

Figure n°17 : Coupe longitudinale du reservoir à Ambohimangaly

I.9 RESEAU DE DISTRIBUTION

Le réseau de distribution est constitué par de tuyaux fonte et PVC série 10bars détaillés comme suit :

- Fonte DN 200 :2 628 m
- Fonte DN 150 : 684 m
- PVC 110 :324 m
- PVC 90 :2592 m
- PVC 36 : 16 700 m.

I.10 BRANCHEMENTS PARTICULIERS ET BORNES FONTAINES

Voici le tableau montrant l'évolution des branchements particuliers et des bornes fontaines de l'année 2002 à 2006.

Tableau n°14 : Evolution des branchements particuliers et des bornes fontaines

Année	2002	2003	2004	2005	2006
Branchements particuliers	1 264	1364	1521	1647	1647
Bornes fontaines	61	66	63	60	58

Source : JIRAMA

On remarque que le nombre des branchements particuliers subit une grande augmentation au cours des années 2003, 2004, 2005 et reste constant l'année 2005-2006. Par contre le nombre des bornes fontaines fonctionnelles diminue, ces bornes sont au nombre de 66 en 2003 et réduits au nombre de 58 en 2006, il y en a eu donc 8 tombées en panne.

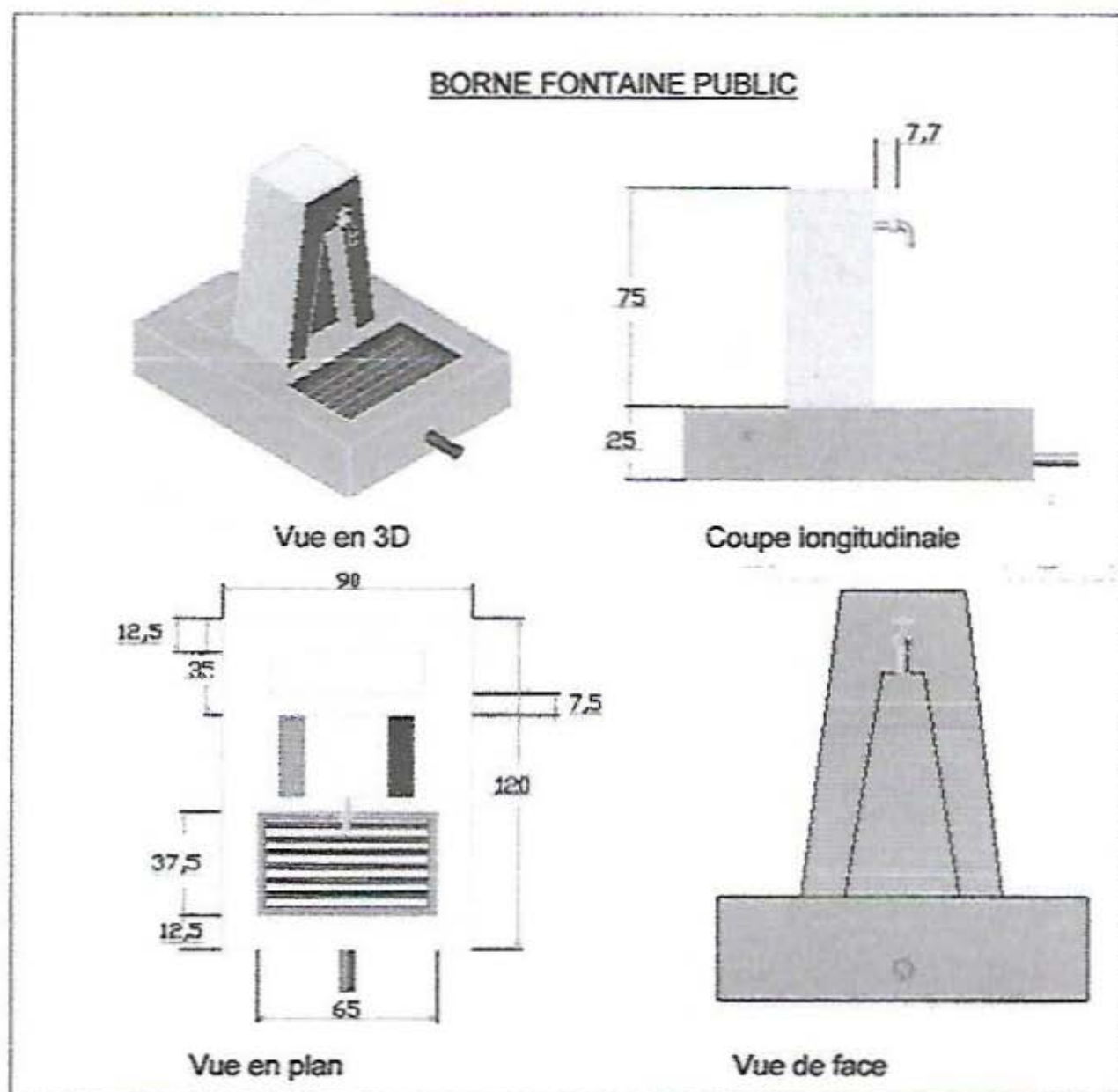


Figure n°18 : Borne fontaine public

I.11 LES APPAREILS DE PROTECTION DES CONDUITES

I.11.1 Vidanges et ventouses

Les ventouses sont automatiques. Elles permettent de réaliser automatiquement les trois opérations suivantes :

- évacuation de l'air pendant le remplissage des canalisations,
- pénétration de l'air pendant la vidange,
- purgation de l'air à chaque fois qu'une poche d'air tend à se créer.

Des ventouses sont placées aux points hauts, tandis que, les vidanges sont placées aux points bas de la conduite. Elles débouchent soient dans un regard, soient dans un égout existant, soit au total :

-protection conduite de refoulement

- Ventouses : 16 unités
- Vidanges : 5 unités

-protection conduite de distribution

- Vidanges : 6 unités
- Stabilisateur de pression : 2 unités

CHAPITRE II : INVENTAIRE DES PROBLEMES

Actuellement, l'AEP de la ville d'Ambatondrazaka se heurte à des divers problèmes, tels que :

II.1 RESSOURCE ET CAPTAGE

L'ensablement des sources causé par la dégradation du bassin versant et l'envahissement des racines d'arbres provoquent la diminution d'une année à l'autre la quantité d'eau provenant des sources. Les sources fournissaient environ 225 m³/h en 1986 et de 120 m³/h en 2005. Cette forte diminution enregistrée en 2005 s'explique aussi par la présence d'une irrigation clandestine par piquage des installations de captage pendant la saison sèche (mois d'août au janvier).

En conséquence, la production d'eau brute de la JIRAMA connaît une baisse.

Le tableau suivant représente l'évolution de la production d'eau brute de la JIRAMA en 1995, 2005 et 2006.

Tableau n° 15 : Evolution de la production d'eau brute de la JIRAMA en 1995, 2005 et 2006.

ANNEE	1995	2005	2006
PRODUCTION EAU BRUTE	732 680 m ³ ou 2 035 m ³ /j	616 892 m ³ ou 1 714 m ³ /j	596 160 m ³ ou 1 656 m ³ /j

Source : JIRAMA Soanierana

INTERPRETATION :

Normalement, la demande en eau actuelle de la ville est de 3 529 m³/j et pourra atteindre 7 579 m³/j en 2025(cf. chapitre III). Or la production de la JIRAMA n'est que de 1 714 m³/j en 2005. On constate alors que la production n'arrive plus à satisfaire les besoins de la ville. Ce manque va s'aggraver dans le futur, si aucune mesure de renforcement n'est prise.

II.2 RESEAU DE DISTRIBUTION

Sur le plan technique, on peut dire que les 3 réservoirs existants sont en bon état. Concernant les conduites de distribution, les conduites en fonte sont plus

résistantes à la forte pression, elles sont en général en bon état, tandis que les conduites en PVC sont moins résistantes à la forte pression et on enregistre 20 conduites cassées en 2006 (source : JIRAMA Ambatondrazaka).

II.2.1 Bornes fontaines

Le nombre des bornes fontaines fonctionnelles est de 58 en 2006 au lieu de 260 (une BF pour 250 personne).

Pour le moment, afin d'éviter l'impact direct du manque d'eau chez les consommateurs, l'heure des ouvertures des bornes fontaines sont limitées. Les femmes attendent alors plusieurs dizaines de minutes devant chaque borne fontaine pour chercher de l'eau, ainsi, les abonnés doivent strictement réduire au minimum leurs besoins journaliers.

CHAPITRE III : DEMANDE EN EAU

III.1 DETERMINATION DES TENDANCES

La détermination de l'évolution du nombre de la population locale s'exprime par la formule basée sur le nombre de la population à l'année de base ; le taux d'accroissement de la population et le nombre d'années à venir.

$$N_n = N_o (1+T)^n$$

Où N_n : le nombre de la population pour l'année à venir
 N_o : le nombre de la population à l'année de base
 T : le taux d'accroissement de la population
 n : le nombre d'années à venir

Le tableau suivant représente l'évolution du nombre de la population de la commune urbaine et les 3 fokontany de la commune suburbaine d'Ambatondrazaka. On considère l'année 2005 comme année de base.

Tableau n° 16 : Projection du nombre de la population de la commune urbaine d'Ambatondrazaka jusqu'en 2050.

ANNEE	2005	2015	2025	2050
POPULATION	78 225	111 415	158 687	384 179

Tableau n° 17 : Projection du nombre de la population des 3 fokontany de la commune suburbaine d'Ambatondrazaka jusqu'en 2050.

ANNEE	2005	2015	2025	2050
POPULATION	3 030	4 316	6 147	14 881

Les détails de calculs sont en annexe n°3 page 131.

III.2 EVALUATION DE LA DEMANDE EN EAU ACTUELLE

III.2.1 Besoin en eau journalier d'une personne

Aucune donnée concernant les besoins en eau de la population n'a été trouvée à Ambatondrazaka. Mais par analogie aux villes de même taille et

d'importance ainsi que selon l'enquête et reconnaissance sur terrain, on a constaté qu'une personne peut consommer en moyenne par jour de la façon comme suit :

-Douche.....	: 25 l/j
-Boisson.....	: 1,5 l/j
-Cuissons.....	: 3,5 l/j
-Toilette.....	: 5 l
-Lessive.....	: 5 l

TOTAL..... : 40 l/j

D'où actuellement, le besoin en eau de cette ville est de : 40 l/j/habitant.

REMARQUE :

Les usagers des bornes fontaines consomment 40 l/j/habitant. Mais pour les abonnés en branchement particulier, le besoin en eau journalier d'une personne est estimé à 80 l/j/habitant.

III.2.2 Ensemble du besoin en eau actuel(2005)

La demande en eau s'exprime de la façon suivante :

-consommation domestique globale (Qd)

Bornes fontaines :

Besoin en eau x nombre d'habitant

- En 2005 : $40 \text{ l/j} \times 78\,225 \text{ hab} = 3\,129 \text{ m}^3/\text{j}$

Branchement particulier : (1 647 branchements particuliers en 2006)

Besoin en eau x nombre des branchements particuliers

- En 2005 : $80 \text{ l/j} \times 1\,647 \text{ nombre du BP} = 132 \text{ m}^3/\text{j}$

D'où $Q_d = 3\,261 \text{ m}^3/\text{j}$

-consommation pour administration (Qad)

$Q_{ad} = 247,5 \text{ m}^3/\text{j}$

-consommation pour voirie (Qv)

$Q_v = 50 \text{ m}^3/\text{j}$

-consommation totale (Qt)

$Q_t = Q_d + Q_{ad} + Q_v$ d'où $Q_t = 3\,558,5 \text{ m}^3/\text{j}$

La demande actuelle est estimée à $3\,558,5 \text{ m}^3/\text{j}$

III.2.3 Evolution de la demande en eau

La ville s'étend vers les 3 fokontany de la commune suburbaine. On tiendra en compte l'évolution du nombre de la population de ces 3 fokontany pour estimer le nombre de la population à desservir dans 10, 20 et 45 ans.

Voici le tableau montrant l'évolution du nombre total de la population à desservir en 2015, 2025 et 2050.

Tableau n° 18 : Projection du nombre total de la population jusqu'en 2050.

ANNEE	2015	2025	2050
POPULATION	115 731	164 834	399 060

III.2.3.1 Besoin journalier public

- Ecole..... : 10 l/j
- Hopital..... : 250 l/j
- Nettoyage du marché..... : 5 l/j/m²
- Jardin public..... : 5 l/j/m²
- Lavoir public..... : 1200 l/j/place
- Abattoir..... : 500 l/j/tête de bétail

Le tableau suivant représente l'évolution de la demande en eau de la ville d'Ambatondrazaka :

Tableau n° 19 : Présentation de l'évolution de la demande en eau.

DESIGNATION	2005	2015	2025
Population à desservir	78 225	115 731	164 834
Consommation domestique [m ³ /j]	3 261	4 810	6 851
Consommation pour administration [m ³ /j]	247,5	369	526
Consommation pour voirie [m ³ /j]	50	103	198
Demande en eau [m ³ /j]	3 558,5	5 282	7 575

Les détails de calculs sont en annexe n°4 page 132.

PARTIE III

ETUDE TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DE
L'AEP DE LA VILLE D'AMBATONDRAZAKA

Chapitre I : LES RESSOURCES EN EAU EXPLOITABLES POUR L'AEP DE LA VILLE

Lors de notre descente sur terrain, nous avons constaté qu'en période d'étiage, les ressources en eau aux alentours de la ville d'Ambatondrazaka se tarissent, ce qui nous amène à effectuer un inventaire des ressources en eau permanentes et exploitables environ 170 m³/h dans les zones périphériques à plus de 3 km.

I.1 Les eaux souterraines et sources

- *source d'émersion à Andalandratsy (zone de Manakambola en coordonnées Laborde X=609,7 km ; Y=914,8 km)*

La zone de Manankambola se situe à 8 km au sud de la ville. Cette zone est composée d'une série de montagnes et de vallées dont la partie aquatique est constituée d'une nappe d'arène. Le débit de la source est estimé entre 30 et 40 m³/h et s'avère insuffisant pour satisfaire les besoins de la ville.

- *sources sur les flancs collinaires à Andingadingana (en coordonnées Laborde X=614,8 km ; Y=917,4 km)*

La zone d'Andingadingana qui se situe à 3 km à l'est de la ville dispose de sources dont le débit est seulement 20m³/h (constant pendant toute l'année).

I.2 Les eaux superficielles

- Le cours d'eau de Mananamontana situé à 8 km au nord de la ville. Son débit mesuré le 02/01/07 est de l'ordre de 200 m³/h.
Il est à noter que ce cours d'eau est déjà utilisé pour l'irrigation.
- Le cours d'eau de Sasomangana situé à 5km au sud ouest de la ville, il est aussi déjà utilisé pour irrigation.
- Le lac Antsirika situé à 3,8 km au sud est de la ville à l'altitude 796 m. Sa superficie est de 25 ha, ayant une profondeur moyenne de 3m et pourra stocker jusqu'à 750 000 m³ d'eau.

Du point de vue quantitatif, ce lac pourra satisfaire les besoins de la ville.

SYNTHESE

En analysant le débit de ces points d'eau, on constate que les sources sont à faibles débits et ne pourront donc pas être utilisées pour le renforcement d'AEP de la ville. Les cours d'eau fournissent des grands débits, pourtant, ils sont très éloignés de la ville, leurs exploitations nécessitent la mise en place des conduites de refoulement de 5 à 8 km qui s'avère très coûteuse (1 km d'une conduite en fonte coûte en moyenne 500 millions Ariary).

La seule ressource qui convienne pour le renforcement de l'AEP de la ville est celle d'Antsirika. Si on veut exploiter cette ressource, on devra faire des études hydrologiques telles que :

- études des apports (pour bien confirmer si les apports annuels disponibles du lac pourront satisfaire la demande annuelle de la ville).
- étude de crue (pour redimensionner l'ouvrage d'évacuateur de crue).

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN DU LAC D'ANTSIRIKA

II.1 DEFINITION

Un bassin versant en un point ou plus précisément en une section droite d'un cours d'eau est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la dite section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

Chaque bassin versant est séparé de ceux qui l'entourent par une ligne de partage des eaux. Cette limite sera tracée sur une carte en courbes de niveau en suivant les lignes de crête bordant le bassin et ne traversera le cours d'eau qu'au droit de la station considérée.

Le bassin versant relatif à une rivière donnée est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la section appelée exutoire. Tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent converger vers l'exutoire pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

II.2 DELIMITATION DU BASSIN VERSANT

En partant de la définition ci-dessous, on a délimité le bassin versant du lac Antsirika en utilisant le logiciel SIG : Mapinfo, le BD500, et la carte 1/100 000 feuille S-44 de la FTM.

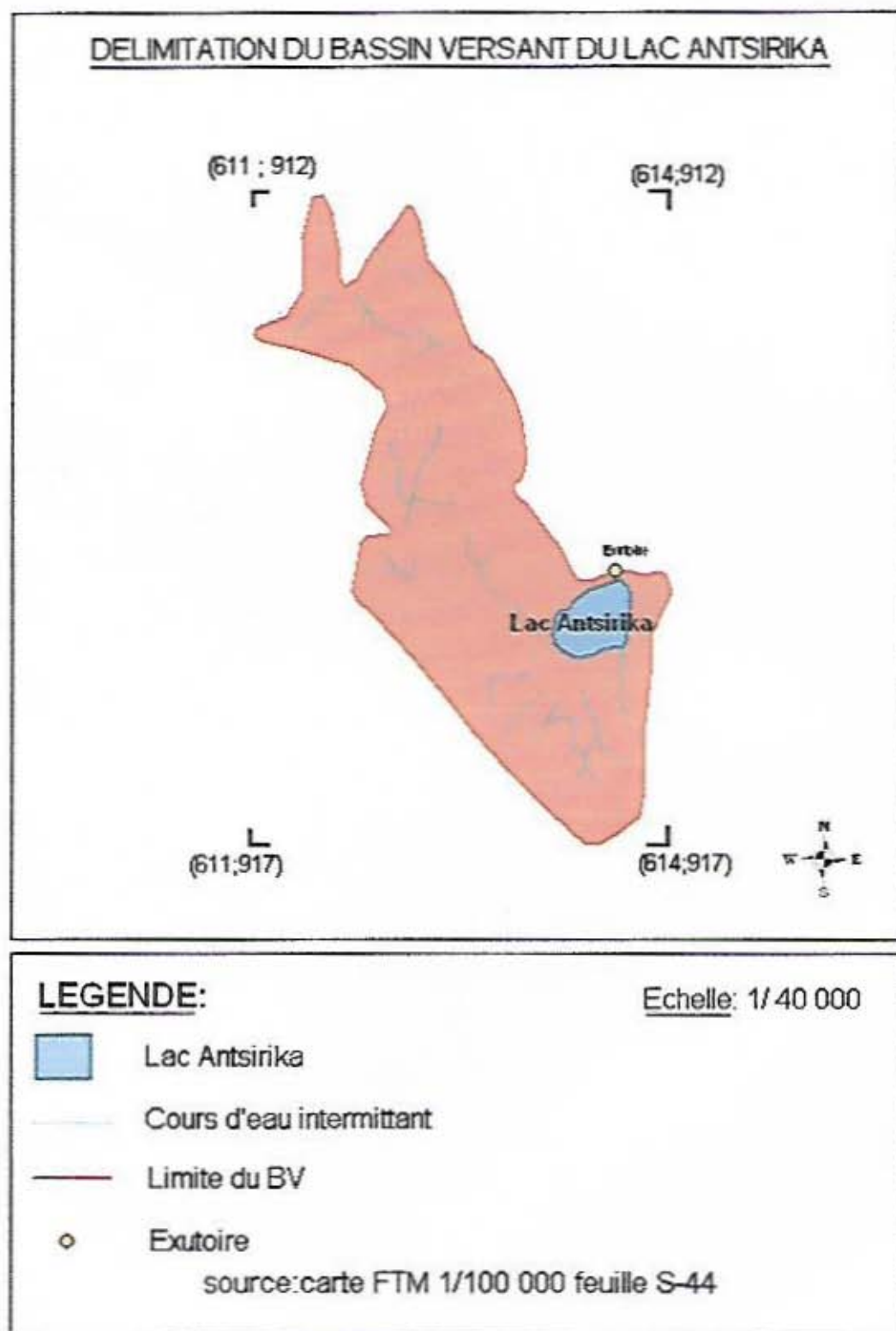


Figure n°19 : Délimitation du BV

II.3 CARACTERISTIQUES DU BASSIN

II.3.1 La surface et le périmètre du bassin

Après délimitation, la surface S et le périmètre P du bassin sont obtenus en exploitant le logiciel SIG (Mapinfo).

On a

$$S = 6 \text{ km}^2$$

$$P = 14,7 \text{ km}$$

II.3.2 Forme du bassin versant

II.3.2.1 Le coefficient de compacité de GRAVELIUS K

Pour un bassin versant donné, le coefficient de compacité de GRAVELIUS est défini par le rapport suivant :

$K = \text{Périmètre du bassin} / \text{Périmètre d'un cercle de même superficie que le bassin versant}$

Après simplification, ce coefficient est exprimé par la relation :

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec K : coefficient de compacité de GRAVELIUS

P : périmètre du bassin versant, en [Km]

S : superficie du bassin versant, en [Km²]

Un bassin versant a une forme allongée si $K \gg 1$ et une forme ramassée si $K > 1$, or $K > 1,68$ donc le bassin est de la forme allongée.

II.3.2.2 Le Rectangle équivalent

Par définition, le rectangle équivalent à un bassin versant donné est la transformation géométrique de ce bassin en un rectangle de même périmètre et de même superficie.

La longueur L ainsi que la largeur l du rectangle équivalent se calculent respectivement à partir des expressions suivantes :

$$L = K \cdot \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$$

$$I = K \cdot \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$$

Où

K : coefficient de compacité de GRAVELIUS.

S : superficie du bassin versant, en [Km²]

II.3.2.3 La Pente moyenne du bassin versant

La pente d'un bassin versant est la caractéristique qui reflète son relief. Ainsi, le relief a une influence évidente sur l'hydrogramme. Le temps de concentration du bassin sera d'autant plus faible que sa pente est plus forte.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$I = 0,95 \frac{D}{L}$$

Dans laquelle :

D : Dénivelée du bassin versant ;

L : Longueur du rectangle équivalent.

La dénivelée est obtenue par la relation suivante :

$$D = Z_{\max} - Z_{\min}$$

D'où il dévient :

$$I = 0,95 \frac{Z_{\max} - Z_{\min}}{L}$$

I : Pente du bassin versant

Z max : altitude du point le plus haut du bassin versant = 926 m

Z min : altitude du point le plus bas (l'exécutoire) du bassin versant = 795 m

II.3.2.4 Le temps de concentration

On définit le temps de concentration t_c comme la durée du parcours d'une goutte d'eau tombée sur un point le plus extrême du bassin pour atteindre l'exutoire. Il varie avec :

- l'intensité de la précipitation ;
- la surface du bassin versant ;
- la pente moyenne du bassin ;
- la forme du bassin
- la couverture végétale du sol.

Il peut être calculé à partir des plusieurs formules :

Formule de VENTURA :

$$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

Avec T : Temps de concentration du bassin exprimé en [heures] ;

S : Surface du bassin versant en [Km²]

I : Pente du bassin versant en [m/m]

Formule de Turazzi Passini :

$$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{I}}$$

Avec T : Temps de concentration du bassin exprimé en [heures] ;

S : Surface du bassin versant en [Km²]

L : Longueur du rectangle exprimée en [Km] ;

I : Pente moyenne du bassin versant, en [m/m]

Formule Californienne :

$$T = 0.00663 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77}$$

Avec :

t_c

T : Temps de concentration du bassin exprimé en [minutes]

L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en [m]

I : Pente moyenne du bassin versant en [m/m]

Il est à noter que la formule Californienne et la Formule de VENTURA sont les plus utilisées pour les petits bassins versants.

RESULTATS

Tableau n°20 : Caractéristiques du bassin du lac.

Caractéristiques du bassin	S [Km ²]	P [Km]	K	L [Km]	I [Km]	I [m/Km]
résultats	6	14,7	1,68	6,41	0,94	20,43

Tableau n°21 : Temps de concentration suivant les différentes méthodes et leur moyenne

Formules	TURAZZI PASSINI	VENTURA	Californienne	MOYENNE
résultats	2,58 h ou 154 mn	2,20 h ou 132 mn	4,25 h ou 255 mn	3 h ou 180 mn

II.3.2.5 Coefficient du ruissellement

Le coefficient du ruissellement C d'un bassin versant varie en fonction de la morphologie de ce bassin versant.

L'état du terrain du bassin versant et toutes les végétations qui le couvrent, interviennent à la détermination de ce coefficient de ruissellement.

Le bassin versant limitant le lac Antsirika est constituée principalement par des savanes à sous bois et des brousses. La valeur du C correspondant à ce type de couverture est 0,85 selon la méthode rationnelle.

Le tableau montrant les différentes valeurs du coefficient de ruissellement selon le type de couverture du bassin est en annexe n°5 page 134.

Chapitre III : ESTIMATION DES DEBITS

III.1 ETUDE DES APPORTS

L'estimation des apports peut s'effectuer de deux manières :

- La méthode des stations de référence ;
- La méthode CTGREF

III.1.1 Méthode des stations de référence

On utilise la méthode des stations de référence lorsqu'il n'y a pas des données disponibles correspondant au bassin versant étudié.

Pour cela, il faut :

- a) identifier une station hydrométrique (station de référence) la plus proche de la zone d'étude ayant 15 années d'observations au minimum.
- b) si on connaît la superficie du bassin versant dominant la station hydrométrique de référence, le débit spécifique correspondant est donné par la formule :

$$q=Q/S$$

dans laquelle :

- q : débit spécifique ;
- Q : débit moyen annuel ;
- S : superficie du bassin versant dominant la station de référence.

L'apport moyen annuel est donné par la relation suivante :

$$Q_a=q S_{BV}$$

- Q_a : apport moyen annuel ;
- q : débit spécifique ;
- S_{BV} : superficie du bassin versant à étudier.

- c) Pour déterminer les apports moyens annuels de différentes fréquences (5, 10, 25, 50 ans), on effectuera des études statistiques des débits moyens annuels par ajustement suivant les lois de distribution telles les loi de GAUSS ou GALTON en utilisant un test de validité tel le test de χ^2 .

Il est à noter que les taches décrites en « c) » sont actuellement facilitées grâce aux travaux effectués par l'ORSTOM publiés dans l'ouvrage « Fleuves et rivières de Madagascar ».

III.1.2. Méthode CTGREF

La méthode CTGREF est une méthode empirique utilisée en France pour les petits versants.

L'apport annuel de fréquence F est donné par la formule suivante :

$$Q_F = \frac{S}{31,5} \left(\frac{P_F}{B} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Z_m}{100} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Q_F : Débit moyen annuel de fréquence F en [l/s]

P_F : Pluviométrie moyenne annuelle de fréquence F tombée dans le bassin versant en [mm]

S : Surface du bassin versant [Km²]

B : Coefficient régional

Z_m : Altitude moyenne du bassin versant à étudier en [m].

Elle est une méthode empirique établie à partir des bassins de France

III.1.3. Application

Le bassin versant du lac n'a pas des données disponibles (débits moyens annuels). pour cela, on a recours à référer à la station Maningory à Andromba (17°24'10"S – 48°38'20"E) située au niveau du seuil naturel servant d'exutoire au lac ALAOTRA. Les observations dans cette station sont effectuées depuis janvier 1976, sans lacunes très importantes.

Les débits spécifiques de différentes fréquences observés dans cette station sont donnés par le tableau suivant :

Tableau n°22 : Débits spécifiques de la station d'Andromba.

	Années sèches				Médiane	Années humides			
Fréquence	50	20	10	5	2	5	10	20	50
Débits spécifiques $q \text{ l/s/km}^2$	3,2	4,4	5,5	7	10,4	14,5	17,1	19,4	22,3

Source : Fleuves et rivières de Madagascar Page 219

RESULTATS:

Méthode de station de référence :

Application numérique: $S = 6 \text{ km}^2$

Tableau n°23: Apports selon la méthode de station de référence

	Années sèches				Médiane	Années humides			
Fréquence	50	20	10	5	2	5	10	20	50
Apports moyens annuels $Q_a \text{ l/s}$	19,2	26,4	33	42	62,4	87	102,6	116,4	133,8

Méthode de CTGREF :

Tableau n°24 : Apports selon la méthode CTGREF

	Années sèches				Médiane	Années humides			
Fréquence	50	20	10	5	2	5	10	20	50
Pluviométries	572,1	671,8	759,1	865,7	1069,5	1273,2	1379,9	1433,2	1565,6
Apports moyens annuels $Q_a \text{ l/s}$	25,1	32,8	40,2	50,0	71,3	95,2	108,9	116,0	134,4

Les pluviométries de différentes fréquences sont obtenues par une étude statistique et par ajustement suivant la loi de distribution de GAUSS suivi d'un test de validité de χ^2 .

Les détails de calculs sont en annexe n°6 page 135.

III.1.4 Interprétation des résultats

On constate que les résultats des deux méthodes sont presque identiques. Mais en pratique, on utilise la méthode CTGREF qui est la plus proche de la réalité.

Dans notre projet, on prend l'apport annuel moyen de fréquence quinquennal pour estimer l'apport annuel du lac Antsirika.

III.1.5 Conclusion

Demande journalière de la ville = $3\,975\text{ m}^3$

La demande de la ville jusqu' à l'horizon 2025 est environ de $1\,450\,875\text{ m}^3/\text{an}$ tandis que l'apport moyen annuel de fréquence QUINQUENAL du lac est estimé à 50 l/s soit $1\,576\,800\text{ m}^3/\text{an}$.

On constate que l'apport annuel du lac est strictement supérieur à la demande de la ville.

$1\,576\,800\text{ m}^3$ (apport annuel) > $1\,452\,335\text{ m}^3$ (demande annuelle de la ville).

On peut alors en conclure que le lac d'Antsirika pourra satisfaire la demande en eau potable de la ville d'Ambatondrazaka jusqu' à l'horizon 2025.

III.2 ETUDE DES CRUES

La crue est définie par l'augmentation brusque du débit d'un cours d'eau, d'une rivière... Il y a différentes méthodes classiques utilisées pour estimer les débits de crue. On peut comparer les résultats entre eux, mais dans tous les cas ils devront être confrontés aux débits observés sur terrain. Ces derniers sont obtenus soit à l'aide des relevés des laisses de crues, soit par des enquêtes auprès de la population locale.

Dans notre projet, nous allons estimer les débits de crue par la méthode rationnelle et la méthode de Louis Duret.

III.2.1 Méthode rationnelle

En général, la méthode rationnelle est utilisée pour estimer les débits de crue des petits bassins versants de superficie inférieure à 4km² et à la limite inférieure à 10 km².

C'est une méthode empirique basée sur la formule :

$$Q = 0,278 . C . i . S$$

Dans laquelle :

Q : débit de crue [m³/s]

C : coefficient de ruissellement

i : intensité maximale de pluie en mm/h obtenu avec un temps égal au temps de concentration du BV en Km².

Détermination de « i »

i_r : est donnée par la formule suivante :

$$i_r = i_r(t_c, F) = \frac{P(F, 24)}{24} . t_c$$

i_r : Intensité de pluie provoquant Q Crue [mm/h]

t_c : Temps de concentration [heures]

b : Coefficient régional

P (F, 24) : Pluviométrie maximale journalière de fréquence F [mm]

Application numérique :

- t_c=3h

- P (F, 24) : Pluviométrie maximale journalière de fréquence F [mm] :

Tableau n° 25 : Valeur du P (F, 24) de la station Ambohitsilaozana.

Fréquence	10	25	50
Pluviométrie maximale journalière [mm]	120	165	190

Source : Service de la météorologie Ampandrianomby.

- b= 47
- C= 0,52

Résultat :

Tableau n°26 : Crue selon la méthode rationnelle

Fréquence F	10	25	50
Q _{crue} de fréquence F [m³/s]	15,1	20,7	23,9

III.2.2 Méthode Louis Duret

La méthode Louis Duret est une méthode dérivée de la méthode rationnelle, valable pour des bassins versants qui ont des superficies supérieures à 10 km².

Elle s'exprime par la relation suivante :

$$Q_F = 0,009 \cdot S^{0,5} \cdot I^{0,32} \cdot P_F^{1,39} \quad \text{pour } S \leq 150 \text{ km}^2$$

- Avec
- Q : Débit de crue de fréquence F [m³/s]
 - S : Superficie du bassin versant en [Km²]
 - I : Pente moyenne du bassin versant en [m/Km]
 - P : Pluviométrie maximale journalière de fréquence F [mm]

Application numérique : S=6km² ; I=19,4[m/Km]

Résultat :

Tableau n°27 : Crue selon la méthode Louis Duret

Fréquence F	10	25	50
Pluviométrie maximale journalière [mm]	120	165	190
Q _{crue} de fréquence F [m³/s]	44	68,5	83

III.2.3 Débit observé sur terrain

On estime le débit de crue à partir des laisses de crues trouvées sur le canal et à partir de la relation suivante :

$$Q = K \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Dans laquelle :

Q : débit de crue [m^3/s]

K : coefficient de strickler

S : surface mouillée du canal [m^2], avec $S = L \times h$ dont L : largeur du canal et h : hauteur d'eau dans le canal

R : rayon hydraulique [m], avec $R = S/P$ dont P : périmètre mouillé du canal,

I : pente du canal

Application numérique :

Hauteur du laisse de crue $H = 2 \text{ m}$; $L = 3 \text{ m}$; $l = 2 \text{ m}$; $I = 0,01$

Après calcul on trouve $Q_{crue} = 16,2 m^3/s$

III.2.4 Synthèse

Comme la superficie de notre bassin versant est comprise entre 4 et 10 km^2 , alors les 2 méthodes précédentes ne sont pas valables. Le résultat à retenir est le plus proche des résultats des 2 méthodes.

Le débit de crue observé sur terrain est de l'ordre de $16,2 m^3/s$, correspond à une crue décennal. Le résultat à retenir est alors le débit de crue de fréquence décennale de la méthode rationnelle.

$$Q_{10} = 15,1 m^3 / s$$

III.3 REDIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

L'ouvrage d'évacuateur de crue existant est une buse $\phi 1000$. Dans notre projet, nous allons redimensionner cet ouvrage, par le débit de crue trouvé ci-dessus. $Q_{ouvrage} = 15,1 m^3/s$

La relation suivante nous permet de trouver la surface mouillée de l'ouvrage d'évacuateur de crue.

$$Q = S \cdot V \quad \text{D'où} \quad S = \frac{Q}{V}$$

Avec

S : Surface mouillée m^2

Q : débit de l'ouvrage m^3/s

V : Vitesse de l'eau au passage de l'ouvrage m/s

Supposons que la vitesse de l'eau dans le canal atteint 3,5 m/s.

Après calcul, on trouve $S = 4,3 \text{ m}^2$

Si on utilise des buses, il faudra disposer 4 buses $\phi 1000$. Mais pour raison de commodité, on projettera de mettre en place un dalot de $2 \times 2,2 \text{ m}^2$ d'ouvertures.



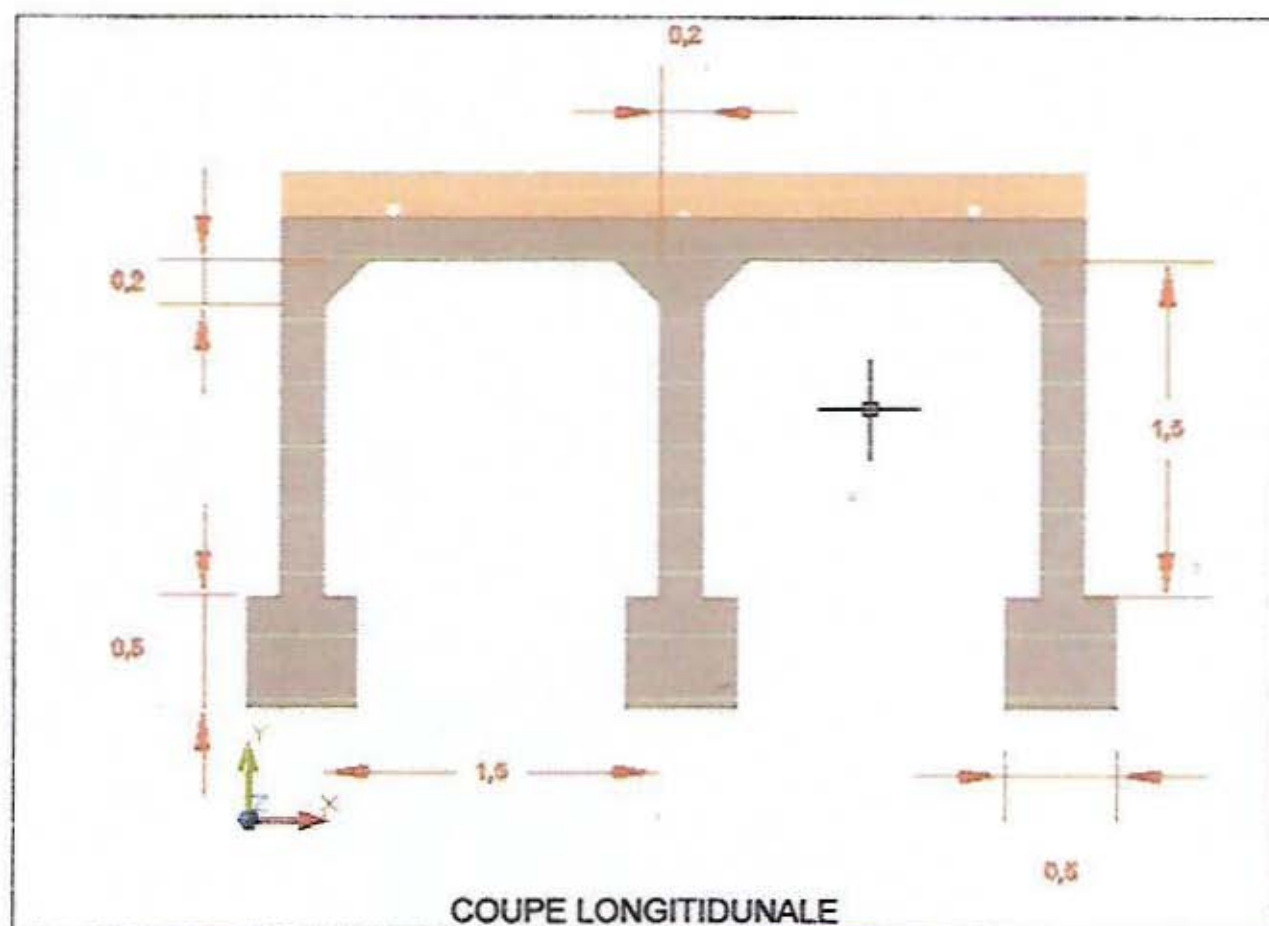


Figure n°20 : Dalot 2X (1, 5X1, 5)M²

III.4 ABAISSEMENT MOYEN ANNUEL DU NIVEAU DU LAC ANT SIRIKA.

L'étude d'abaissement du niveau d'eau du lac est très importante, elle permet de connaître la variation du niveau d'eau après exploitation pour l'AEP de la ville, ainsi de caler l'ouvrage de captage.

Nous allons commencer d'abord par l'étude du bilan d'eau du lac. Pendant le mois de janvier au mai (période pluvieuse), l'apport du lac est maximal. Tandis qu'à partir du mois de mai au décembre, la pluviométrie est faible, l'apport du lac est minimal, il y a donc possibilité de variation de niveau d'eau.

Tableau n°28: Apports mensuels de fréquence quinquennale

Mois	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	Année
R3 coeff de répartition mensuel %	4.5	9.2	13.4	14.8	15.7	9.9	6.9	5.7	5.8	6.0	4.4	3.6	100
Apports mensuels l/s	2,3	4,6	6,7	7,4	7,85	4,95	3,4	2,9	2,9	3	2,2	1,8	50

On constate que les apports sont minimaux durant le mois de septembre au décembre, l'eau dans le lac pourrait atteindre le niveau le plus bas de l'année. C'est pourquoi on a choisi d'étudier le bilan d'eau du lac pendant cette période.

III.4.1 Calcul

> Bilan d'eau du lac durant le mois du septembre:

$$Q_{\text{apport}} + \text{Capacité de rétention du lac} = Q_{\text{restant}} + Q_{\text{évapotranspiré}} + Q_{\text{infiltré}} + Q_{\text{exploité}}$$

Après transformation en volume, on a :

$$V_{\text{apport}} + \text{Capacité de rétention du lac} = V_{\text{restant dans le lac}} + V_{\text{évapotranspiré}} + V_{\text{infiltré}} + V_{\text{exploité}}$$

$$V_{\text{restant dans le lac}} = V_{\text{apport}} + \text{Capacité de rétention du lac} - (V_{\text{évapotranspiré}} + V_{\text{infiltré}} + V_{\text{exploité}})$$

Avec

$$V_{\text{apport}} = 2,2 \text{ l/s} \times 86400 \text{ s} \times 30 \text{ j} / 1000 = 5\,892 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Capacité de rétention du lac} &= \text{superficie du lac} \times \text{hauteur d'eau moyenne (H=3m)} \\ &= 250\,000 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 750\,000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tableau n°29: Bilan hydrologique moyen en [mm] de Maningory à Andromba

Mois	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	Année
ETR	100	95	90	79	87	85	79	65	59	48	35	48	870

Source : Fleuves et rivières de madagascar

$$V_{\text{évapotranspiré}} = 0,035 \text{ m} \times 250\,000 \text{ m}^2 = 8\,750 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{exploité}} = 3975 \text{ m}^3 / \text{j} \times 30 \text{ j} = 119\,250$$

$$V_{\text{infiltré}} = \text{négligeable}$$

On trouve après calcul :

$$V_{\text{restant dans le lac}} = 627\,892 \text{ m}^3$$

En transformant ce volume en hauteur d'eau restant nous avons :

$$H_1 = V_{\text{restant dans le lac}} / \text{superficie du lac} = 635\,415 \text{ m}^3 / 250\,000 \text{ m}^2$$

$$H_1 = 2,52 \text{ m}$$

D'où

L'abaissement de niveau d'eau dans le lac :

$$\Delta h = H - H_1 = 3 \text{ m} - 2,52 \text{ m} = 0,48 \text{ m}$$

➤ **Bilan d'eau du lac durant le mois d'octobre au décembre:**

Le calcul se fait comme celui du mois de septembre et les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau n°30: Abaissement du niveau d'eau du lac.

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Volume d'eau restant dans le lac en [m ³]	627 892	619 596	611 711	615345
Hauteur d'eau restant dans le lac en [m]	2,52	2,48	2,44	2,47
Abaissement de niveau d'eau dans le lac Δh en [m]	0,48	0,52	0,56	0,53

Ces résultats nous montrent que le niveau d'eau du lac Antsirika atteint le niveau le plus bas durant le mois de novembre, soit 0,56 m ($\approx 0,6$ m) de baisse.

Le calage de l'ouvrage de captage tient compte de cette baisse de 0,60 cm.

Chapitre IV : SOLUTIONS PROPOSEES POUR LE RENFORCEMENT DE L'AEP DE LA VILLE D'AMBATONDRAZAKA

Pour renforcer l'AEP de la ville d'Ambatondrazaka, on propose deux solutions :

- mesures immédiates
- solution en moyen terme

IV.1 MESURES IMMEDIATEES

Cette solution consiste à améliorer le système existant d'AEP de la ville. Elle a pour but d'augmenter la production actuelle de 1 714 m³/j à 3 600 m³/j. Pour atteindre ce résultat, il est recommandé d'exécuter les travaux suivants :

- suppression définitive de l'irrigation clandestine
- protection du bassin versant des sources actuelles (reboisement et engazonnement).
- curage du canal d'aménage
- lavage du système de filtration (graviers filtres) afin de supprimer la colmatage. Le principe de la retro-lavage consiste à injecter de l'eau à contre courant.
- mise en place d'une bache d'appoint de mise en charge de 50 m³.

IV.2 SOLUTION A MOYEN TERME

Elle consiste à mettre en place un nouveau système d'AEP pour satisfaire la demande de la ville jusqu'à l'horizon 2025.

Pour cela, la réalisation des travaux suivants est nécessaire :

- construction d'un ouvrage de prise
- mise en place d'une station de pompage
- mise en place d'une station de traitement comprenant :
 - un flash mixer
 - un flocculateur
 - un décanteur statique
 - un filtre simple (monocouche)

- une bache de mise en charge de 330 m³
- construction de 2 réservoirs au sol (de 920 m³ chacun) sur le flanc de la colline d'Antsahalava.

IV.2.1 Ouvrage de captage

La prise d'eau se situe au bord du lac Antsirika à la côte 797 m. Puisqu'il s'agit d'une eau de surface, l'ouvrage doit munir d'un dégrossisseur (empêchant l'entrée des matériaux en suspension : sachet ; bouteille en plastique ; tronc d'arbre....) d'un dégrilleur, d'un tamiseur et d'un dessableur.

Pour faciliter le pompage, les eaux captées seront collectées dans un puisard carré de 1m de côté et de 3 m de profondeur.

IV.2.1.1 Dimensionnement

L'ouvrage de captage est constitué par un canal rectangulaire, suivi du desableur et se termine par le puisard. On dimensionne le canal rectangulaire par la formule de Manning-Strickler :

$$Q = K . S . R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

Dans laquelle :

Q : débit à capter [m³/s]

K : coefficient de Strickler

S : surface mouillée du canal [m²], avec S= Lxh dont L : largeur du canal et h : hauteur d'eau dans le canal

R : rayon hydraulique [m], avec R : S/P dont P : périmètre mouillé du canal.

I : pente du canal

Application numérique :

Le débit qu' on va exploiter du lac est de 3 975 m³/j (7 575 m³/j – 3600 m³/j), pour une durée de pompage de 12h/j, on a Q=(3 975 m³/j) /(12h/j)= 331 m³/h.
Q=331 m³/h= 0,091 m³/s ; K=70 pour le béton ; I=0.005.

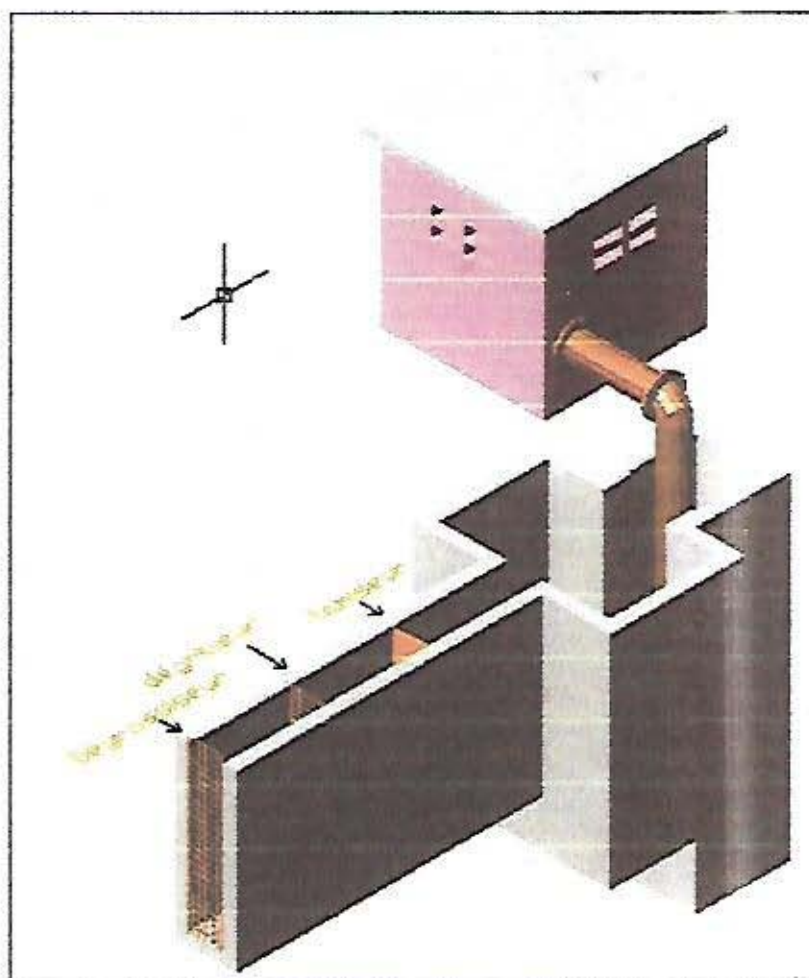
Résultat :

On a trouvé Q=0,091 m³/s pour L=0,50m et h=0,20m.

Calage de l'ouvrage de captage :

L'abaissement Δh du niveau d'eau dans le lac atteint 0,60 m durant le mois de novembre, cette baisse nous serons utile pour caler l'ouvrage de captage. Mais pour une marge de sécurité, on prendra une baisse Δh de 1 m.

Pour éviter la submersion, la hauteur de l'ouvrage doit atteindre le niveau du terrain naturel.



Vue en 3 dimensions

Figure n°21: ouvrage de captage

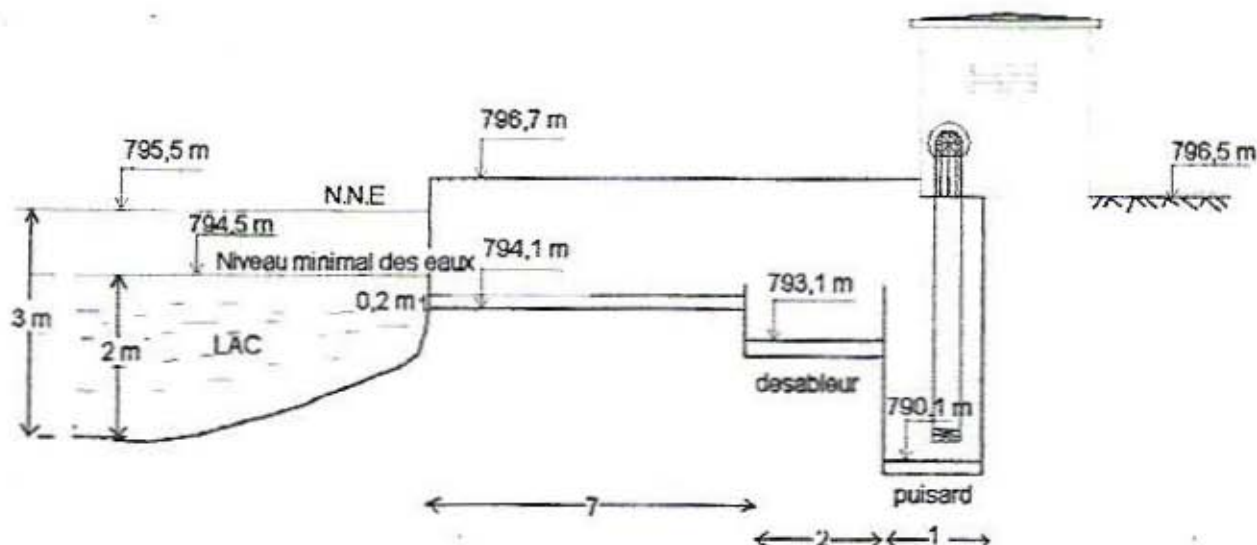


Figure n°22: Calage de l'ouvrage de captage

IV.2.2 Station de pompage

On prévoit une station de pompage pour aspirer l'eau brute du puisard et la refouler vers la station de traitement.

Selon le type d'installation de pompage, on distingue :

- l'installation immergée
- l'installation de surface

IV.2.2.1 installation immergée

On utilise des groupes submersibles (à moteur immergé) permettant de réduire les travaux du génie civil. L'utilisation de ces groupes va apporter beaucoup d'avantages :

- niveau sonore très réduit
- refroidissement des groupes
- réduction du génie civil (la station étant en majeure partie souterraine).

IV.2.2.2 Installation de surface

La pompe étant montée verticalement ou horizontalement dans un bâtiment appelé "chambre de pompe". Elle permet :

- ♣ la facilité d'entretien des pompes

- ♣ la facilité de l'installation
- ♣ l'augmentation de la durée de vie de la pompe

Dans notre projet, on a choisi d'utiliser des pompes de surfaces (installation à l'abri des eaux).

IV.2.2.3 Dimensionnement des pompes

a) Pompe n°1 (aspiration et de refoulement d'eau brute vers la station de traitement)

- H_{MT} (hauteur manométrique totale)

$$HMT = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

Dans laquelle :

H_g : hauteur géométrique (dénivelé entre le captage et la station de traitement)

J_{asp} : perte de charge à l'aspiration

J_{ref} : perte de charge au refoulement

- Puissance de la pompe

La puissance de la pompe s'exprime par la relation suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{MT} \cdot Q}{0,9}$$

Dans laquelle :

P = puissance de la pompe [W]

ρ = poids volumique de l'eau [kg/m^3]

H_{MT} = hauteur manométrique totale [m]

Q = débit à pomper [m^3/s]

Application numérique : $Q = 331 \text{ m}^3/\text{h} = 0,091 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_g = 28 \text{ m}$

Résultat :

Pompe n°1

Tableau n° 31 : Pompe d'aspiration et de refoulement d'eau brute

Caractéristiques physiques	Dimensions
Débit [m ³ /h]	331
HMT [m]	28,6
Puissance [kW]	28

b) Pompe n°2 (aspiration et de refoulement d'eau traitée vers les 2 réservoirs)

Tableau n° 32 : Pompe d'aspiration et de refoulement d'eau traitée

Caractéristiques physiques	Dimensions
Débit [m ³ /h]	331
HMT [m]	74
Puissance [kW]	73

Les détails des calculs se trouvent dans l'annexe n°7 page 142.

IV.2.3 Station de traitement

IV.2.3.1 Flash mixer

Le flash mixer est un ouvrage permettant d'effectuer le mélange rapide du coagulant et de l'eau à traiter. Ce mélange rapide est assuré par un agitateur à hélices tournant à la vitesse de 100 tours/min.

✦ Dimensionnement

On détermine le volume du flash mixer à partir de la relation suivante:

$$V = Q \cdot T_c$$

Dans laquelle :

V : le volume du flash mixer [m³]

Q : débit à traiter [m³/h] avec

$$Q = \frac{\text{Consommation journalière}}{\text{temps de pompage}}$$

T_c : temps de contact entre le coagulant et l'eau à traiter [h]

Le temps de contact dépend de la nature chimique du coagulant et au résultat de l'essai JAR-TEST effectué en laboratoire.

Dans notre projet, on n'a pas pu effectué des analyses de l'eau du lac Antsirika, donc nous nous référons au taux du traitement de la JIRAMA (station d'Ivontovorona).

☞ Taux du traitement physico-chimique

➤ *En saison pluvieuse*

- sulfate d'alumine : 9 [g/m³]
- Chaux : 2 [g/m³]

➤ *En saison sèche*

- Sulfate d'alumine : 4[g/m³]
- Chaux : 2 [g/m³]

☞ Taux traitement bactériologique

- Chaux : 1.2 [mg/l]
- Hypochlorite de Sodium : 4.8 [g/m³]

Pour le sulfate d'alumine, le temps de contact pour le mélange rapide est de 2 minutes

Application numérique : $Q=331\text{m}^3/\text{h}$; $T_c=0,033\text{h}$

D'où $V= 11\text{ m}^3=3 \times 2 \times 1,9\text{ m}^3$

FLASH MIXER VUE EN 3D

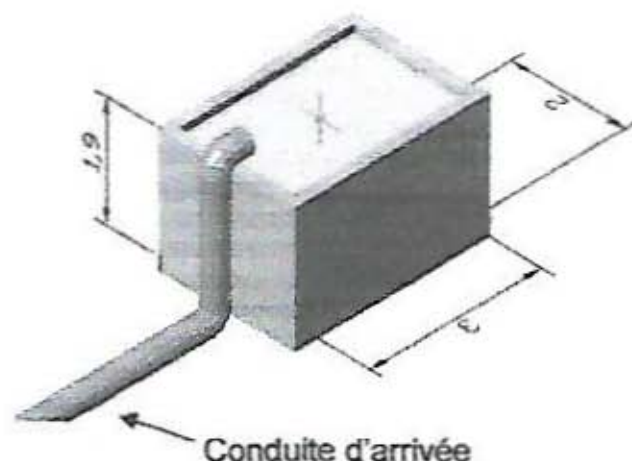


Figure n°23 : Flash mixer

IV.2.3.2 Flocculateur

Le flocculateur c'est un ouvrage permettant d'assurer l'agitation lente entre le coagulant et l'eau à traiter. L'agitateur à hélices tourne à la vitesse de 40 tours/min.

Le temps de contact varie de 20 à 30 minutes. Dans notre projet, on prendra $T_c = 20$ minutes

⚙ Dimensions

Tableau n°33 : dimensions du flocculateur

Caractéristiques physiques	Dimensions
Volume [m ³]	110
Longueur [m]	10
largeur [m]	5
Hauteur [m]	2,2
Epaisseur du mur [m]	0,20
Epaisseur du radier [m]	0,20

Les détails de calculs sont en annexe 7 pages 139.

⚙ Vérification du tassement du sol

Le sol résiste aux efforts auxquels il est soumis, si la condition suivante est vérifiée :

$$\sigma_{\text{béton}} = \frac{P}{S} \leq \sigma_{\text{admsol}} = 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Où P : contrainte transmise au sol due aux charges et surcharges

S : surface du radier

après calcul, on a trouvé $\sigma_{\text{béton}} = 0,38 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (cf annexe 8 page 146)

D'où le dimensionnement est exact.

IV.2.3.3 Decanteur

Le decanteur est un ouvrage où aura lieu la decantation et la flottation.

⚙ Dimensions

Tableau n°34 : dimensions du decanteur

Caractéristiques physiques	Dimensions
Volume [m3]	442
Longueur [m]	20
largeur [m]	5
Hauteur [m]	4,5
Epaisseur du mur [m]	0,20
Epaisseur du radier [m]	0,20

Les détails de calculs sont en annexe 7 pages 139.

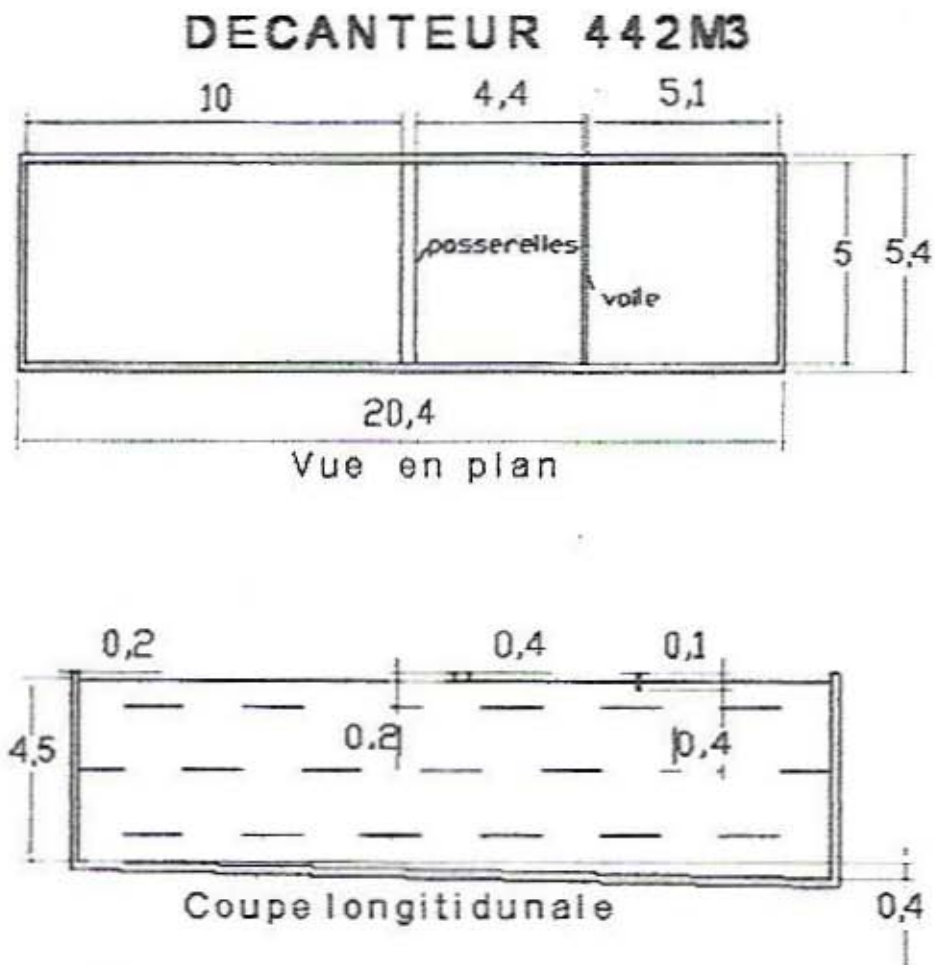


Figure n°24 : Schéma d'un décanteur statique

✎ Vérification du tassement du sol

Le sol résiste aux efforts auxquels il est soumis, si la condition suivante est vérifiée :

$$\sigma_{\text{béton}} = \frac{P}{S} \leq \sigma_{\text{admsol}} = 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Où P : contrainte transmise au sol due aux charges et surcharges

S : surface du radier

Après calcul, on a trouvé $\sigma_{\text{béton}} = 1,3 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (cf annexe 8 page 147)

D'où le dimensionnement est exact.

IV.2.3.4 Filtre monocouche

L'eau sortant du décanteur contient encore des micro-matériaux en suspension qui ne s'éliminent que par filtration. La filtration est un processus pour clarifier l'eau.

Le filtre est un ouvrage en BA, il est le plus souvent constitué par une couche de sable et des buselures sur le fond. La hauteur de la couche de sable est en fonction de la vitesse de filtration.

En général la vitesse de filtration est comprise entre 4m/h et 20m/h.

$$4[m/h] \leq V \leq 20[m/h]$$

Puisqu'il s'agit d'un écoulement à travers un milieu poreux, on doit tenir compte de la loi de DARCY :

$$V = \frac{Q}{S} = Ki$$

$$K = 0,01(d_{10})^2$$

$$i = \frac{\Delta h}{h}$$

dans laquelle

K : diamètre efficace du sable

Q : Débit à filtrer [m^3/h]

V : Vitesse de la filtration [m^3/h]

S : surface du filtre

Δh : charge hydraulique au-dessus du sable

h : hauteur du sable

⚡ Dimensions

Tableau n° 35 : Dimensions du filtre

Caractéristiques physiques	Dimensions
Surface	8,3 m ²
L	4 m
l	2,1 m
H	2 m
Charge hydraulique	0,45 m
Epaisseur du sable	0,8 m
Epaisseur de la paroi	0,20 m
Epaisseur de la radier	0,20 m
Nombre de buselures	2 317 unités

Les détails de calculs sont en annexe n°7 page 140.

❖ Vérification du tassement du sol

Le sol résiste aux efforts auxquels il est soumis, si la condition suivante est vérifiée :

$$\sigma_{\text{béton}} = \frac{P}{S} \leq \sigma_{\text{admsol}} = 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

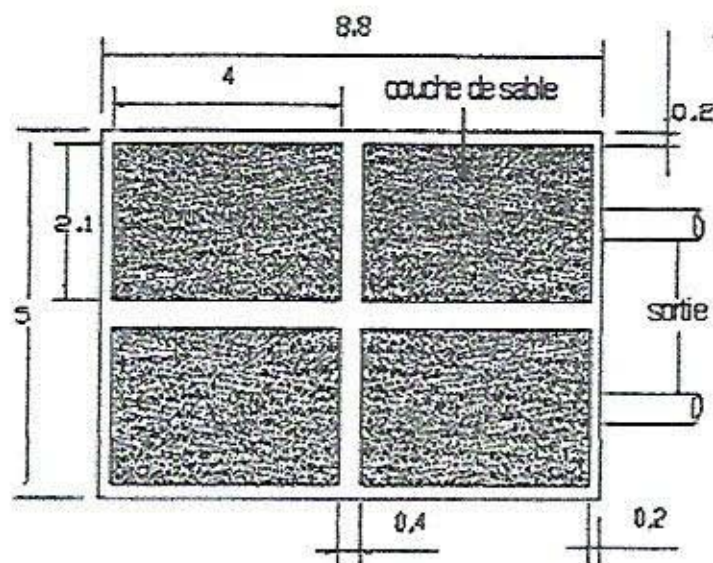
Où P : contrainte transmise au sol due aux charges et surcharges

S : surface du radier

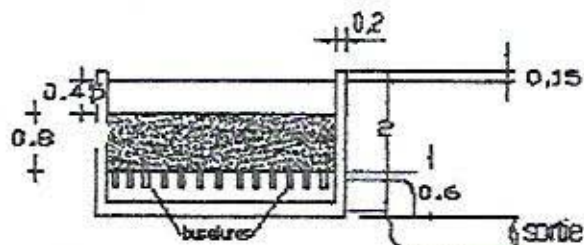
Après calcul, on a trouvé $\sigma_{\text{béton}} = 0,4 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (cf annexe 8 page 148)

D'où le dimensionnement est exact.

FILTRE 4 X (4x2,1)



Vue en plan



Coupe longitudinale

Figure n°25 : Filtre monocouche

↵ Lavage du filtre

Le lavage d'un filtre comporte les phases suivantes :

- Un décolmatage à contre-courant avec un faible débit d'eau. Après fermeture de la vanne d'eau filtrée, la vanne d'eau de lavage du filtre sera ouverte, et la pompe de lavage à faible débit est mise en route. Ce décolmatage a pour but de créer un courant ascensionnel prêt à entraîner les grosses impuretés.

- Un lavage à l'air surpressé avec un faible débit d'eau (Soufflage). Immédiatement après le décolmatage, le surpresseur d'air est mis en route. Cette étape est maintenue pendant 8 à 10-minutes et permet d'entraîner dans les canaux d'évacuation les boues et la grande partie des impuretés détachées du sable.

- Un rinçage à grand débit. La vanne d'air est alors fermée, et simultanément, la deuxième pompe de lavage à grand débit est mise en route. Cette opération de rinçage demande en général, 5 à 6 minutes.

Après ces trois phases, les pompes de lavage sont arrêtées, la vanne d'eau filtrée ouverte, et le filtre est remis en service.

IV.2.3.5 Bâche de mise en charge

La bâche de mise en charge sert à stocker l'eau dans le but de faciliter le pompage ainsi que pour effectuer le procédé du retro-lavage du filtre. Sa capacité doit assurer au minimum un stockage d'une heure.

$$V_{bache} = Q_{trait} \cdot 1 \text{ heure}$$

D'où

$$V_{bache} = 331 \text{ m}^3$$

En posant $L=8\text{m}$ et $l=7\text{m}$, on trouve $h=5,90 \text{ m}$.

Si on tient compte la revanche de $0,50 \text{ m}$, la hauteur final de la bâche sera $H=h+0,5=6,40\text{m}$. D'où $V=8 \times 7 \times 6,40 \text{ m}^3$

Il est à noter que la stérilisation s'effectue dans la bâche de mise en charge par injection de désinfectant.

IV.2.3.6 Bâtiment d'exploitation

Le bâtiment aura une surface de 90 m^2 . Il sera en maçonnerie de briques, renforcé par des piliers et poutre en béton armé. Il comportera :

- une salle de pompage (refoulement eau traitée, lavage des filtres)
- une salle de préparation d'injection et de stockage des réactifs de traitement
- une salle de commande et bureau, pour les agents d'exploitation

Le bâtiment sera dimensionné et agencé pour assurer le bon fonctionnement des machines tournantes, et pour faciliter les tâches des agents d'exploitation. La salle du bureau et la salle de commande seront installés au milieu du bâtiment, elles seront séparées des autres salles par des cloisons vitrées, afin de faciliter les travaux de surveillance.

IV.2.4 Stockage

Le réservoir assure :

- ☛ la régulation de la production d'eau et la sécurité de la distribution
- ☛ la possibilité de stocker durant la nuit
- ☛ la plus grande partie possible du volume d'eau à consommer tout le long de la journée et évite la surexploitation de la ressource.

Le renforcement de l'AEP de la ville d'Ambatondrazaka nécessite la mise en place d'un réservoir sur le flanc du mont d'Antsahalava à la cote 875 m.

IV.2.4.1 Capacité du réservoir

On a déterminé la capacité du réservoir par la méthode appelée " le reste ". D'après cette méthode, on a trouvé le volume du réservoir $V = 1\,720 \text{ m}^3$. (cf annexe 7 page 141).

En tenant compte de la réserve d'incendie de 120 m^3 , le volume final du réservoir sera $V_f = 1\,840 \text{ m}^3$.

a) Predimensionnement

Nous allons choisir la forme circulaire

✓ Hypothèse de calcul

$$\gamma_{eau} = 1 t / m^3$$

$$\bar{\sigma}_{acier} = 1,6 t / cm^2$$

$$\bar{\sigma}_{béton} = 80 kg / cm^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 kg / cm^2$$

$$\gamma_{béton} = 2,5 t / m^3$$

Pour des raisons d'étanchéité et de mise en œuvre du béton, il faut :

$$E \geq 0,10 \text{ m et}$$

$$e \geq 0,08 \text{ m}$$

Où E : épaisseur de la paroi de la cuve

e : épaisseur de la coupole

Pour ce projet, on prendra :

$$E = 0,15 \text{ m}$$

$$e = 0,10 \text{ m}$$

Pour avoir une meilleure stabilité des ouvrages, nous allons construire 2 réservoirs de 920 m^3 chacun.

✓ Hauteur et diamètre

Le volume du réservoir circulaire s'exprime par la formule suivante :

$$V = \pi \frac{D^2}{4} H_e$$

Où V : volume du réservoir en $[m^3]$

D : diamètre intérieur du réservoir en $[m]$

H_e : hauteur d'eau dans le réservoir en $[m]$

En pratique, la hauteur H_e de l'eau dans le réservoir est comprise entre 2,5 et 6 m. Pour notre projet, on a pris $H_e = 6 \text{ m}$.

D'où le diamètre du réservoir sera :

$$D = \left(\frac{4V}{\pi H_e} \right)^{\frac{1}{2}} = 13,97 \text{ m}$$

Dans la réalisation, on va prendre $D = 14 \text{ m}$.

En tenant compte d'une revanche de 0,50m, l'hauteur du réservoir sera finalement $H_r = 6,50$ m

$$D = 14 \text{ m}$$

$$H_r = 6,50 \text{ m}$$

✓ La coupole

On prend comme le couvercle du réservoir la forme sphérique qui permet :

- d'avoir une résistance maximale à la flexion due à son propre
- l'évacuation rapide des eaux pluviales
- d'avoir un gain d'aération
- d'avoir de l'esthétique

- le rayon sphérique de la coupole s'exprime par la formule suivante :

$$R_s = \frac{R_i^2 + F^2}{2F}$$

Dans laquelle :

R_s : rayon sphérique de la coupole en [m]

R_i : rayon intérieur du réservoir en [m]

F : flèche de la coupole en [m]

Dans la suite, on prendra $F = 1$ m.

- sa surface s'exprime par la relation suivante :

$$S_{\text{coupole}} = 2\pi R_s F$$

Où S_{coupole} : Surface de la coupole en [m²]

- son volume

$$V_{\text{coupole}} = S_{\text{coupole}} \cdot e$$

Où V_{coupole} : volume de la coupole en [m³]

e : épaisseur de la coupole en [m]

- poids de la coupole

$$P_{\text{coupole}} = S_{\text{coupole}} \cdot \gamma_{\text{béton}}$$

✓ La paroi cuve

- son volume s'exprime par la relation suivante :

$$V_{\text{paroi}} = \pi D_i \cdot H_r \cdot E$$

Où V_{paroi} : volume de la paroi de la cuve en $[m^3]$

D_i : Diamètre intérieur du réservoir en $[m]$

H_r : Hauteur du réservoir en $[m]$

E : Épaisseur de la paroi de la cuve en $[m]$

- poids de la paroi

$$P_{\text{paroi}} = V_{\text{paroi}} \cdot \gamma_{\text{béton}}$$

✓ La base (radier)

- sa surface s'exprime par la relation suivante :

$$S_{\text{base}} = \pi \frac{(D_i + 2E)^2}{4}$$

- son volume s'exprime par la relation suivante :

$$V_{\text{base}} = S_{\text{base}} \cdot E'$$

Où E' : épaisseur de la base en $[m]$

Dans la suite, on prendra $E' = 0,20 \text{ m}$.

- son poids :

$$P_{\text{base}} = V_{\text{base}} \cdot \gamma_{\text{béton}}$$

Résultats :

Coupoie

$$R_s = 25 \text{ m}$$

$$S_{\text{coupoie}} = 156 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{coupoie}} = 15,6 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{coupoie}} = 39\,000 \text{ kg}$$

Paroi cuve

$$V_{\text{paroi}} = 42,6 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{paroi}} = 106\,500 \text{ kg}$$

Base (radier)

$$S_{\text{base}} = 160,6 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{base}} = 32 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{base}} = 80\,000 \text{ kg}$$

✓ Poids du réservoir et de l'eau

- Poids du béton (charge permanente)

Il s'exprime par la relation suivante :

$$P_{\text{béton}} = P_{\text{coupoie}} + P_{\text{paroi}} + P_{\text{base}}$$

$$\text{d'où } P_{\text{béton}} = 226\,500 \text{ kg}$$

- Poids de l'eau dans le réservoir (charge dynamique)

Il s'exprime par la relation suivante :

$$P_{\text{eau}} = V_{\text{eau}} \cdot \gamma_{\text{eau}}$$

$$\text{d'où } P_{\text{eau}} = 920\,000 \text{ kg}$$

- Poids total

$$P_{\text{total}} = P_{\text{eau}} + 1,5 P_{\text{béton}}$$

$$\text{d'où } P_{\text{total}} = 1\,605\,500 \text{ kg}$$

✓ Condition de résistance du sol

Le sol résiste aux efforts auxquels il est soumis, si la condition suivante est vérifiée:

$$\sigma_{\text{béton}} = \frac{P_{\text{total}}}{S_{\text{base}}} \leq \sigma_{\text{admsol}} = 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Après calcul, on a trouvé $\sigma_{\text{béton}} = 0,98 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, on peut en conclure que le calcul de dimensionnement du réservoir est exact.

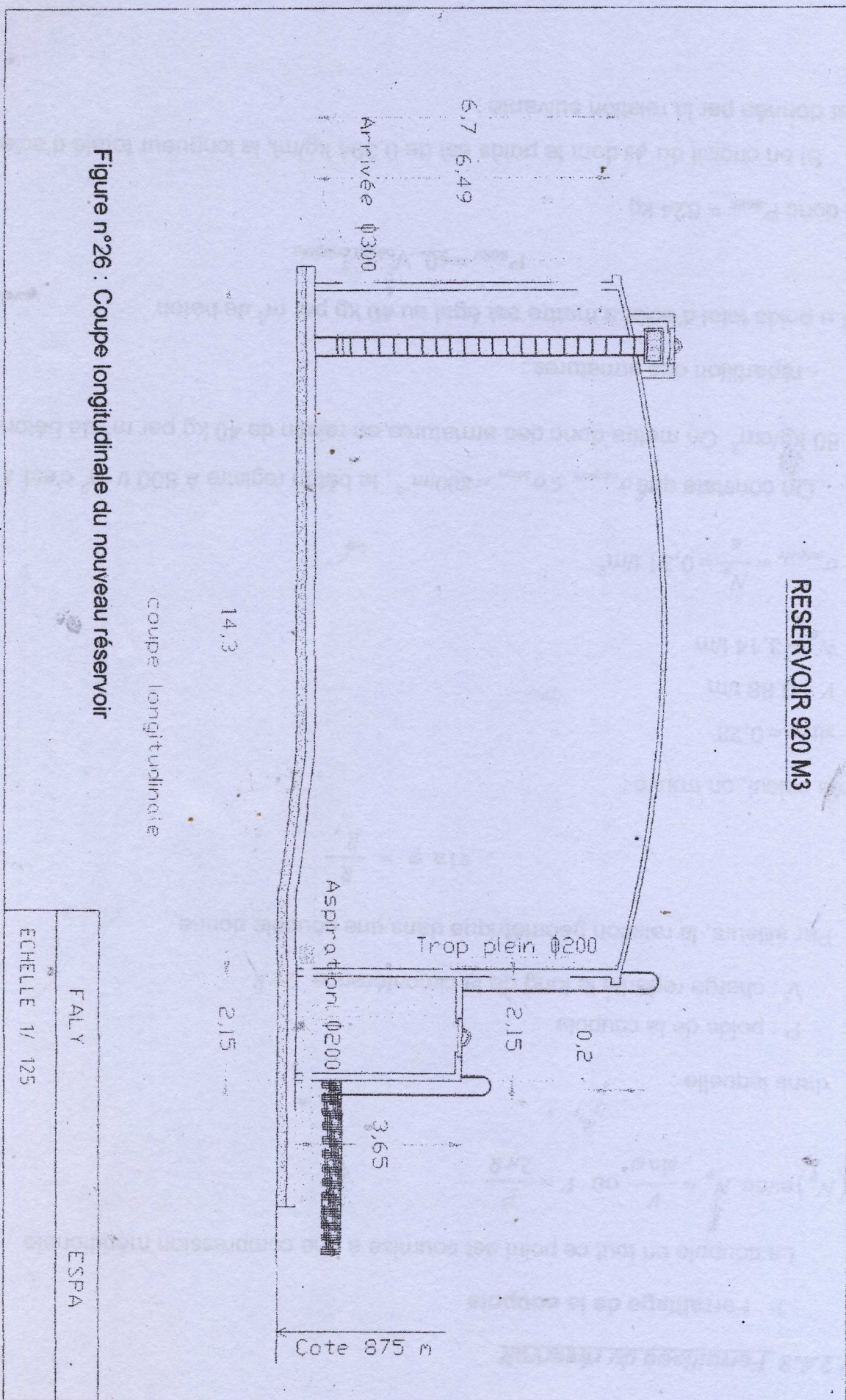


Figure n°26 : Coupe longitudinale du nouveau réservoir

IV.2.4.2 Ferraillage du réservoir

➤ Ferraillage de la coupole

La coupole en tout ce point est soumise à une compression méridionale

$$\sigma(N_\varphi) \text{ avec } N_\varphi = \frac{V}{\sin \varphi} \text{ où } V = \frac{P}{2\pi R}$$

dans laquelle :

P : poids de la coupole

V : charge répartie le long de la circonférence $2\pi R$

Par ailleurs, la relation géométrique dans une coupole donne

$$\sin \varphi = \frac{R}{R_s}$$

après calcul, on trouve :

$$\sin \varphi = 0,28$$

$$V = 0,88 \text{ t/m}$$

$$N_\varphi = 3,14 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{coupole}} = \frac{N_\varphi}{e} = 0,31 \text{ t/m}^2$$

On constate que $\sigma_{\text{coupole}} \leq \sigma_{\text{béton}} = 800 \text{ t/m}^2$, le béton registre à 800 t/m^2 c'est-à-dire 80 kg/cm^2 . On mettra donc des armatures en raison de 40 kg par m^3 de béton.

- répartition des armatures :

Le poids total d'acier à mettre est égal au 40 kg par m^3 de béton

$$P_{\text{acier}} = 40 \cdot V_{\text{béton coupole}}$$

on a donc $P_{\text{acier}} = 624 \text{ kg}$

Si on choisit du $\phi 8$ dont le poids est de $0,394 \text{ kg/ml}$, la longueur totale d'acier $\phi 8$ est donnée par la relation suivante :

$$L_{acier} \phi 8 = \frac{P_{total(acier)}}{0,394} [m]$$

D'où $L_{acier} \phi 8 = 1584 [m]$

On pourra disposer des barres, suivants les méridiens de la coupole :

1. La longueur d'une barre est de 7 m (rayon de la coupole) donc il nous faut 226 barres de $\phi 8$
2. Leurs espacements seront $\frac{\pi D}{\text{Nombre}(\text{barres})} = 20 \text{ cm}$

➤ Ferrailage de la ceinture supérieure

L'effort de traction dans la structure est donné par la relation suivante :

$N = H \cdot R$ avec $H = N_{\phi} \cos \varphi = 3,01 t / m$

R : rayon intérieur du réservoir

Dans ce cas $\sigma_{acier} = \frac{N}{A} \Rightarrow A = \frac{N}{\sigma_{acier}}$ avec $\sigma_{acier} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Après calcul, on trouve : $A = 13,12 \text{ cm}^2$

En lisant le tableau des sections réelles d'armatures A correspond à $4\phi 20$ (cf annexe n°9 page 149).

➤ Ferrailage de la paroi cuve

La pression hydrostatique P varie suivant la hauteur Z

$$P = \gamma_{eau} \cdot Z$$

En supposant que le réservoir est rempli, on fait le calcul d'armatures par mètre de la hauteur ($Z = 1 \text{ m}$)

$$P = \gamma_{eau} \cdot Z = 1 t / m^2$$

L'effort normal de compression est donné par la relation suivante :

$$N = P \cdot R = 7 t / m$$

D'où la section d'acier $A = \frac{N}{\sigma_{acier}} = 4,37 \text{ cm}^2$ par mètre de hauteur

En lisant le tableau des sections réelles d'armatures A correspond à $6\phi 10$
Donc sur une tranche de 1m de hauteur, on va mettre 6 cerces de $\phi 10$ (cf annexe n°9 page 135).

- armature longitudinale

$$A_L = A/4$$

A_L : c'est la section de l'armature longitudinale qu'on va mettre tous les mètres suivants la circonférence

$$A_L = 1,09 \text{ cm}^2$$

En lisant le tableau des sections réelles d'armatures A correspond à $2\phi 8$ (cf annexe n°9 page 149).

Donc on posera $3\phi 8$ sur chaque mètre suivant la circonférence.

➤ Ferrailage du fond

Nous allons calculer le poids de l'eau, s'il est négligeable pour le béton, on mettra à la base un cadrage de $\phi 8$. Sinon, nous devons utiliser d'autres méthodes pour dimensionner le ferrailage du fond.

$$V_{\text{eau}} = \pi R^2 H_{\text{eau}} = 920 \text{ m}^3 \Rightarrow P = V_{\text{eau}} \cdot \gamma_{\text{eau}} = 920 \text{ t}$$

$$\text{donc } \sigma = \frac{P}{3,14 \cdot R^2} = 5,97 \text{ t/m}^2$$

on constate que $\sigma \leq \sigma_{\text{béton}} = 800 \text{ t/m}^2$, nous allons donc mettre un cadrage de $\phi 8$.

IV-2.5 Réseau de distribution

L'étude complète du réseau de distribution ne figure pas dans cette étude. Mais, dans ce présent mémoire, on étudie les conduites d'amenées pour desservir chaque fokontany.

Notre étude consiste alors d'approvisionner en eau :

- la partie haute de la ville et les 3 fokontany vers lesquels la ville va s'étendre, par les réservoirs actuels
- la ville basse par les nouveaux réservoirs.

Les paramètres interviennent pour le dimensionnement d'une conduite sont :

-le débit de calcul Q_c

Le calcul de ce débit se fait en 2 façons :

- si la conduite est en impasse, la formule utilisée est :

$$Q_c = Q_p + 0,55 Q \text{ avec } Q_p = 0$$

- si la conduite n'est pas en impasse, on utilise la formule suivante :

$$Q_c = Q_p + Q \text{ avec } Q_p \neq 0$$

Dans laquelle :

Q_c = débit de calcul en [l/s]

Q = débit de pointe ou débit en route en [l/s]

Q_p = débit en aval du tronçon considéré en [l/s]

-la perte de charge unitaire j

Elle s'exprime par la relation suivante :

$$j = 0,000831 \times Q_c^{1,75} \times D^{-4,75}$$

dans laquelle :

j : perte de charge unitaire en [m/m]

Q : débit de calcul en [m³/s]

D : diamètre de la conduite en [m]

Connaissant le débit de calcul Q_c et en imposant le diamètre D , on trouvera la perte de charge unitaire " j ".

-la perte de charge linéaire DH

Elle s'exprime par la relation, telle que :

$$DH = j \times L$$

où

DH : Perte de charge linéaire en [m]

L : Longueur d'une tronçon de la conduite en [m]

-la vitesse de l'eau dans la conduite V

Elle s'exprime par les formules suivantes

$$Q = V \times S \Rightarrow V = \frac{Q}{S} \text{ avec } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

d'où

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

avec V : vitesse de l'eau dans la conduite en [m/s]

-la pression au sol P

P = Cote de la ligne niveau piezométrique aval – Cote au sol aval

Où

P : pression au sol en [m]

Cote de la ligne niveau piezométrique en [m]

Cote au sol en [m]

Voici le tableau montrant la répartition de la population par fokontany jusqu' à l'horizon 2025 avec un taux d'accroissement annuel de 3,6 %.

Tableau n°36 : répartition de la population par fokontany jusqu' à l'horizon 2025.

Fokontany	Population en 2005	Population en 2025
Ambodimanga	7 838	15 895
Ambohimasina	9 353	18 968
Ampasabazimba	10 334	20 957
Anosidrafilo	7 660	15 534
Atanifotsy	9 189	18 635
Atsimondrova	8 462	17 160
Avaradrova nord	8 545	17 329
Avaradrova sud	7 083	14 364
Madiotsifafana	9 761	19 795
Ambalabako	1 151	2 334
Manankambola	707	1 434
Andrarabary	1 172	2 376

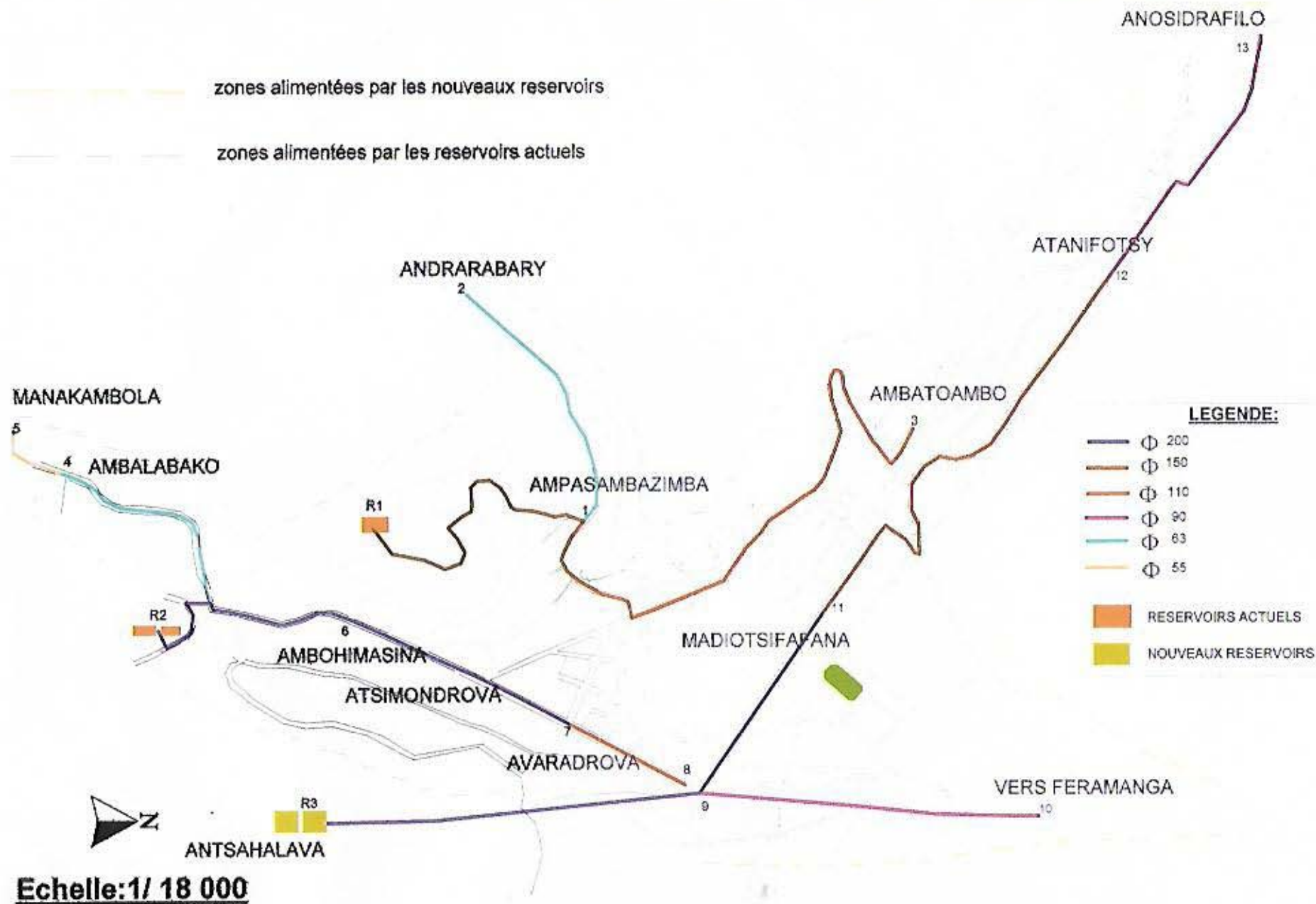
Tableau n°37 : Calcul de débits pour chaque tronçon pour l'horizon 2025

Tronçons	Nbre de pop°	Consommation moyenne l/s	Consommation de pointe l/s	débit en route l/s	débit aval l/s	débit de calc l/s
R1-1	20 957	9,7	17,3	17,3	2,0	1
1-2	2 376	1,1	2,0	2,0	0	
1-3	15 895	7,4	13,1	13,1	0	
R2-4	2 334	1,1	1,9	1,9	1,2	
4-5	1 434	0,7	1,2	1,2	0	
R2-6	18 968	8,8	15,6	15,6	26,0	2
6-7	17 160	7,9	14,1	14,1	11,8	2
7-8	14 364	6,7	11,8	11,8	0	
R3-9	0	0,0	0,0	0	58,8	3
9-10	17 329	8,0	14,3	14,3	0	
9-11	19 795	9,2	16,3	16,3	28,2	3
9-12	18 635	8,6	15,4	15,4	12,8	2
12-13	15 534	7,2	12,8	12,8	0	

Tableau n° 38: Dimensionnement des conduites d'amenée pour l'horizon 2025

Tronçons	débit de calcul [l/s]	Diametre [mm]	Vitesse [m/s]	Perte de charge unitaire[m/m]	Longueur [m]	Perte de charge Lineaire [m/m]	Cote niveau piezometrique [m]		cote au sol [m]		Pression au sol [m]
							amont	aval	amont	aval	
R1-1	18,3	150	1,04	0,006	972	6,02	827,74	821,72	861,00	782,00	39,72
1-2	1,1	63	0,35	0,003	938	2,61	821,72	819,11	782,00	765,00	37,11
1-3	7,2	110	0,76	0,005	2100	11,11	819,11	808,00	780,00	803,00	5,00
6-4	2,6	63	0,83	0,013	977	12,27	786,11	773,84	850,00	765,00	8,84
4-5	0,6	55	0,25	0,002	455	0,84	773,84	773,00	765,00	763,00	10,00
R2-6	29,9	200	0,95	0,004	966	3,61	804,75	801,14	850,00	795,00	6,14
6-7	20,7	200	0,66	0,002	693	1,36	801,14	799,78	795,00	792,00	7,78
7-8	6,5	75	1,47	0,027	359	9,78	799,78	790,00	792,00	780,00	10,00
R3-9	32,3	200	1,03	0,004	1220	5,21	794,34	789,13	875,00	780,00	9,13
9-10	7,9	90	1,24	0,016	566	9,13	789,13	780,00	780,00	770,00	10,00
9-11	31,8	200	1,01	0,004	787	3,27	803,02	799,75	780,00	765,00	34,75
11-12	22,4	150	1,27	0,009	1601	14,14	799,75	785,61	765,00	763,00	22,61
12-13	7,0	90	1,10	0,013	966	12,61	785,61	773,00	763,00	760,00	10,00

NOUVEAU RESEAU DE DISTRIBUTION(CONDUITES D'AMENEES)



PARTIE IV

ETUDE ECONOMIQUE ET ETUDE D'IMPACT
ENVIRONNEMENTAL

Chapitre I : EVALUATION FINANCIERE DU PROJET

I.1 COUTS D'INVESTISSEMENTS

Dans ce présent mémoire, l'évaluation du coût d'investissement du projet s'effectue suivant les différentes solutions proposées.

I.1.1 Mesures immédiates

Le coût de ce projet est évalué selon le coût d'exécution de la bache d'appoint de mise en charge, la protection du bassin versant et la curage du canal d'amené du captage.

Tableau n°39 : Récapitulation des prix des mesures immédiates

Désignation	Montant en Ariary
1. GENIE CIVIL	13 243 000
2. CANALISATION, VANNES ET ACCESSOIRES	31 700 000
3. PROTECTION DU BASSIN VERSANT	80 000 000
4. CURAGE DU CANAL ET LAVAGE DU GRAVIER FILTRE	20 000 000
TOTAUX	143 943 000

Les détails sont en annexe 10 pages 150

I.1.2 Solution à moyen terme

Le coût de ce projet se basant sur le coût de la réalisation d'une station de traitement, de deux réservoirs ainsi que des conduites de refoulement.

Tableau n°40 : Récapitulation des prix de la solution à moyen terme

Désignation	Montant en Ariary
1. GENIE CIVIL	257 311 000
2. CANALISATION VANNES ET ACCESSOIRES	1 870 400 000 17 400 000
3. EQUIPEMENTS ELECTRIQUES	638 000 000
TOTAUX	2 783 111 000

Les détails de calculs sont en annexe 10 pages 151.

1.1.3 Coût total de l'investissement

Désignation	Montant en Ariary
MESURES IMMEDIATES	143 943 000
SOLUTION A MOYEN TERME	2 783 111 000
TOTAL	2 927 054 000
Frais d'ingénierie 5 %	146 352 700
TVA 20 %	585 410 800
Imprévus techniques et financière 10 %	292 705 400
TOTAL INVESTISSEMENT	3 951 522 900

1.2 CALCUL DU PRIX DE M³ D'EAU

Le calcul du prix de M³ d'eau va dépendre des dépenses annuelles suivantes :

- * Charges fixes
- * Charges d'exploitation
- * Charges financières

1.2.1 Charges fixes

Les charges fixes comprennent :

- ✓ Le frais de renouvellement et entretien du matériel estimé annuellement : 2 % du montant des travaux de canalisations, 2 % du montant des travaux du génie civil et 6% du montant des travaux électromécanique.

$$2 \% \times (24\,300\,000 + 1\,870\,400\,000) = 37\,894\,000 \text{ Ar}$$

$$2 \% \times (257\,311\,000 + 13\,243\,000) = 5\,413\,080 \text{ Ar}$$

$$6 \% \times 638\,000\,000 = 38\,280\,000 \text{ Ar}$$

$$\text{Total} = 81\,587\,080 \text{ Ar}$$

- ✓ Les dépenses du personnel :

Dans cette étude, les dépenses annuelles du personnel sont estimées à 19 200 000 et le nombre du personnel est fixé à 8 employés pour 3 000m³ du produit.

Tableau n°41 : Dépenses annuelles du personnel

Nombre employé par an	Prix unitaire moyen Ariary/an	Prix total Ariary/an
20	960 000	19 200 000

- ✓ La dépense des directions, de contrôle, d'administration ; l'assurance, le téléphone ainsi que tous les frais de gestion sont estimés à 1 % du montant des travaux.

$$1 \% \times 3\,951\,522\,900 = 39\,515\,229 \text{ Ar}$$

Total charges fixes annuelles= 140 302 309 Ar

Production annuelle=2 764 875 m³

Soit au m³=140 302 309/2 764 875=51 Ariary

1.2.2 Charges d'exploitation

Les charges prises en compte dans cette étude sont :

- ✓ les produits chimiques
- ✓ l'énergie

-Les produits chimiques :

Le coût des produits chimiques est estimé selon les données suivantes :

- hypochlorite 1,2 g/m³ à 6 000 Ar/kg
- chaux 4,8 g/m³ à 480 Ar/kg
- sulfate d'alumine 7 g/m³ (en moyenne) à 1 200 Ar/kg

-Production annuelle : 2 764 875 m³ ⇒ hypochlorite : 3 318 kg= 19 907 100 Ar

Chaux : 13 271 kg = 6 370 272 Ar

Sulfate d'alumine = 23 224 950 Ar

Total = 49 502 32 Ar

-Energie :

Le coût de l'énergie est calculé à partir de la puissance totale des pompes utilisés, le temps de fonctionnement et le tarif de l'électricité appliqué (300 Ar/Kwh).

Puissance totale des pompes	120 kw
Temps de fonctionnement	12 heures
Puissance consommée par jour	1440 kWh/jour
Puissance consommée annuelle	525 600 kWh/annuelle
Coût de l'énergie	157 680 000 Ar

Total charges d'exploitation annuelle = 207 182 320 Ar

Production annuelle = 2 764 875 m³

Soit au m³ = 207 182 320 Ar / 2 764 875 m³ = 75 Ariary

1.2.3 Charges financières

Les bénéficiaires ont la possibilité de recourir à l'emprunt.

Pour évaluer les Charges financières, on impose les conditions suivantes :

- ✓ taux annuel de remboursement fixé à 2 %
- ✓ le délai de remboursement sera étalé sur 18 ans avec des annuités constantes

1.2.3.1 Calcul des annuités

$$\sum_{j=1}^{n=18} A(1+i)^{-j} = A \cdot \frac{1-(1+i)^{-n}}{i} = 3\,951\,522\,900$$

$$\Rightarrow A = 3\,951\,522\,900 / 15 = 263\,434\,860 \text{ Ar}$$

D'où l'annuité A = 263 434 860 Ar

Total charges financières = 263 434 860 Ar

Production annuelle = 2 764 875 m³

Soit au m³ = 263 434 860 Ar / 2 764 875 m³ = 95 Ariary

1.2.4 Prix de vente final de m³ d'eau

Le prix de vente final de m³ d'eau dépend aux :

- ✓ charges traitées ci-dessus
- ✓ taux d'exploitation (TVA 20 % et taxes communales 5%)

Prix de vente due aux charges	221 Ar
TVA 20 %	44 Ar
Taxes communales 5%	11 Ar
Le prix de vente final de m3 d'eau	276 Ar

Soit **10 Ar** le prix du sceau de 15 litres pour les usagers des BF

Remarque :

On n'a pas étudié dans ce chapitre qu'un aperçu global des indicateurs économiques/financiers du projet.

Le prix de m³ d'eau du projet est évalué à 276 Ariary. Ce prix est susceptible d'augmenter à 350 Ariary suivant la variation des prix des matériaux sur le marché.

Chapitre II : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

II.1 NOTION SUR L'EIE

Selon le décret 99-954 relatifs à la MECIE, l'EIE est obligatoires pour les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement. Selon l'importance du projet, sa nature technique, son ampleur et la sensibilité de son milieu d'implantation, il doit être soumis soit à une étude d'impact environnemental (EIE), soit à un programme d'engagement environnemental (PREE).

Un impact sur l'environnement d'un projet peut se définir comme l'effet qui peut être positif ou négatif, sur une période donnée et dans un espace défini, d'une activité humaine sur une composante de l'environnement biophysique et humaine, en comparaison de la situation en l'absence du projet.

L'EIE vise la prise en compte des préoccupations environnementales à toutes les phases de réalisation du projet, soient sa conception, sa mise en place et son exploitation. Elle aide le promoteur à concevoir un projet respectueux du milieu d'implantation, tout en tenant acceptable aux plans technique et économique.

II.2 LA MISE EN CONTEXTE DU PROJET

La situation actuelle nous montre que le taux d'accès à l'eau potable à Madagascar est encore très bas, tant en milieu urbain qu'en milieu rural. Ce taux est de 35,74 % (soit 69% en milieu urbain et 19,14 % en milieu rural). C'est pourquoi le gouvernement malgache à travers le MAP (Madagascar Action Plan) agit avec une grande vitesse pour atteindre un taux d'accès de 65 % en 2012.

Compte tenu du problème sur le manque d'eau (potable) dans la ville d'Ambatondrazaka, on a élaboré ce projet qui s'intitule « projet de renforcement de l'AEP de la commune urbaine d'Ambatondrazaka ».

Ce projet vise d'une part à améliorer le système existant d'AEP et à mettre en place un nouveau système d'appoint pour satisfaire les besoins de la ville jusqu'à l'horizon 2025. Ce projet offre plus avantages à l'ensemble de la population locale, cela explique son utilité.

II.3 DESCRIPTION DU MILIEU RECEPTEUR

La zone d'étude est la commune urbaine d'Ambatondrazaka inclus dans la région d'Alaotra Mangoro. Cette zone est marquée par le climat tropical de type des hauts plateaux malgaches, la température du mois le plus froid est supérieure à 16°C. La Région montre une prépondérance écrasante des vents de secteur Est au sol quel que soit le mois considéré.

La flore de la région est caractérisée par des savanes herbeuses parfois arborées, et ces savanes occupent des étendues assez larges sur des différentes unités topographiques.

II.4 DESCRIPTION DU PROJET

Le projet de renforcement de l'AEP de la commune urbaine d'Ambatondrazaka comprenant :

- réhabilitation du système de captage existant
- la mise en place d'un système de captage d'eau de surface
- un bâtiment abritant des pompes
- une station de traitement (coagulateur flocculateur ; décanteur ; filtre et citerne)
- deux réservoirs à Antsahalava
- des conduites de refoulement reliant la station et les 2 réservoirs.

II.5 ELABORATION DES DIFFERENTS IMPACTS

L'impact est défini comme la dérivation de la situation de base déjà connue après une modification d'un état.

II.5.1 Milieux physiques

Les effets peuvent être très divers :

- Risque d'inondation des périmètres rizicoles aux alentours du lac.
- Diminution du niveau du lac
- Risque d'érosion due au défrichement du sol
- Risque de stérilisation du sol en aval du lac.
- Ensablement du lac.

- Diminution du coefficient de ruissellement due au reboisement du bassin et augmentation du capacité d'infiltration.

II.5.2 Milieux biologiques

- Augmentation de la surface couverte par des végétations.
- Perturbation de la vie aquatique.
- Evolution des écosystèmes terrestres liées à la modification d'une éventuelle nappe phréatique.
- Déboisement nécessaire à une piste d'accès, à la mise en place de la station de traitement, à la pose des conduites.

II.5.3 Milieux humains

Les impacts à analyser sont multiples :

Bruits :

-Les bruits générés par la station de traitement peuvent avoir plusieurs origines.

- Bruit dû aux pompes
- Bruit dû aux vannes
- Bruit dû au déversement dans chaque ouvrage

-La construction des ouvrages génère également des nuisances sonores liées aux engins de chantier et aux véhicules de transports

Paysage :

-les impacts paysages sont principalement liés :

- A la présence du bâtiment d'exploitation
- Aux réservoirs
- A la ligne de transport d'énergie
- Aux tracés du réseau

Santé :

Utilisation d'eau potable engendre :

- Diminution des maladies d'origine hydrique

Socio-économique :

L'étude des effets doit figurer :

- Les répercutions sur les infrastructures
- Les répercutions sur les autres activités socio-économique, industrie, agriculture
- Les répercutions sur les réseaux de transports
- Les répercutions sur les finances locales par les biais notamment de la taxe professionnelle.

II.6 CATEGORIES DES IMPACTS

L'impact du projet d'AEP peut être négatif ou positif.

II.6.1 Impacts négatifs

On dit que l'impact du projet est négatif lorsqu'il porte atteinte à la qualité de vie du milieu ou affecte un désordre sur les composantes environnementales.

-Erosion des sols

Le décapage du sol d'emprise des ouvrages, le défrichement ainsi que l'exécution des fouilles des canalisations, peuvent entraîner l'érosion des sols et par la suite provoque l'ensablement du lac.

-Destruction de certaines quantités de couverture végétale

Pour assurer une bonne adhérence ouvrage-sol, la couverture végétale du sol où on va mettre l'ouvrage, doit être enlevée. Cela provoque la destruction de la végétation.

-Problèmes de l'hygiène et de santé provenant des campements d'ouvriers.

-Glissement de terrain par l'effet de vibration

L'utilisation des engins comme le bétonneur ; compacteur..., peut entraîner le glissement du terrain.

-Pollution visuelle par destruction du paysage

Ce type d'impact est lié :

- A la présence de la station de traitement
- Aux réservoirs
- A la ligne de transport d'énergie
- Aux tracés du réseau

-Perturbation des êtres vivants aquatiques

L'exploitation du lac Antsirika pourra provoquer un abaissement du niveau de l'eau. Cela pourra entraîner une perturbation de la vie aquatique.

-Pollution sonore

Le pompage de l'eau peut créer un bruit dérangent.

II.6.2 Impacts positifs

On dit que l'impact du projet est positif lorsqu'il contribue et apporte une amélioration de toute forme de vie du milieu humain.

-Création d'emploi temporaire

L'exécution des travaux nécessite une main d'œuvre abondante. Cela aidera les jeunes chômeurs issus de la population locale : recrutement local.

-Amélioration de la qualité de vie

Gain de temps :

Les femmes et les jeunes sont libérés de la corvée de l'eau du fait de l'augmentation du nombre des bornes fontaines.

Amélioration sanitaire :

L'utilisation de l'eau potable supprime les maladies d'origines hydriques comme la diarrhée ; maladie de la peau.....

Avantage sur le coté financier :

L'utilisation de l'eau potable améliore la santé de la population, cela implique une diminution des frais médicaux. D'où une amélioration sur le coté financier.

-Electrification

La mise en place de la station de traitement engendre l'arrivée de la ligne électrique dans les fokontany de Lohafasika et Ankadinisipona.

-Augmentation de la couverture végétale

L'exploitation du lac Antsirika conduit à la protection de son bassin versant (reboisement, engazonnement....).

II.7 EVALUATION DES IMPACTS

L'évaluation consiste à donner pour chaque impact un ordre de grandeur. La notation se forge par l'intensité de l'effet, sa durée dans le temps et son étendu dans l'espace.

II.7.1 Impacts positifs

Tableau n°42 : Evaluation des impacts positifs

Impacts	Portée	Durée	Intensité	Importance
	1-Local 2-Zonale 3-Régional	1-Occasionnelle 2-Temporaire 3-Permanente	1-Faible 2-Moyenne 3-Forte	[1-3] Mineure [4-6] Moyenne [7-9] Majeure
Création d'emploi	2	2	3	8
Gain de temps	1	3	2	7
Amélioration sanitaire	3	3	3	9
Avantage sur le coté financier	1	2	2	6
Electrification	2	3	3	8

II.7.2 Impacts négatifs**Tableau n°43 : Evaluation des impacts négatifs**

Impacts	Portée 1-Local 2-Zonale 3-Régional	Durée 1-Occasionnelle 2-Temporaire 3-Permanente	Intensité 1-Faible 2-Moyenne 3-Forte	Importance [1-3] Mineure [4-6] Moyenne [7-9] Majeure
Erosion des sols	1	2	1	2
Destruction de la végétation	1	2	1	3
Pollution due aux campements d'ouvriers	1	2	1	2
Pollution visuelle par destruction des paysages	2	2	1	3
Perturbation de la vie aquatique	1	1	1	3
Pollution sonore	1	3	1	3

II.8 ANALYSES COMPARATIVES DES IMPACTS

Les projets d'AEP d'une grande ville sont à forte intensité de main d'œuvre et fournissent, par conséquent, des possibilités d'emploi. Ils contribuent à l'amélioration de la qualité de vie des bénéficiaires. Pourtant, il ne faut pas oublier qu'ils pourraient apporter des effets négatifs tels : l'érosion des sols ; destruction des paysages ; bruit dérangeant etc....

Nous pouvons constater que l'impact positif a une importance majeure sur l'échelle régionale, mais, l'impact négatif reste au niveau de riverain, c'est-à-dire local.

Ce projet offre plus d'avantages à l'ensemble de la population locale et régionale, cela explique son utilité dans la ville d'Ambatondrazaka.

II.9 MESURES D'ATTENUATION ET DE COMPENSATION

Cette étape consiste à présenter les actions ou les mesures appropriées pour prévenir, supprimer ou réduire les impacts négatifs, ou bien pour accroître les bénéfices des impacts positifs sur l'environnement.

Selon le cas, les mesures d'atténuation et compensation des impacts négatifs seront à proposer par phase d'activité.

Tableau n°44 : Mesure d'atténuation et compensation des impacts négatifs

Impacts	Mesure d'atténuation par phase d'activité
Erosion des sols	-reboisement dans la partie dégradée du bassin versant. -Engazonnement aux alentours des ouvrages après exécution.
Pollution sonore	-abritation des pompes de surfaces
Pollution visuelle par destruction des paysages	-remise à l'état du terrain après la pose des conduites. -coloration des réservoirs pour mieux les distinguer des cimetières.
Pollution due aux campements d'ouvriers	-soin apporté à la localisation des campements, avant la fermeture du chantier.

Tableau n°45 : Capitalisation des impacts positifs

Impacts	Capitalisation
Amélioration sanitaire	-diminution des maladies dues à l'insuffisance d'eau potable telles que : diarrhée, déshydratation, d'où réduction du taux de mortalité infantile. -la diminution des effets de certaines maladies d'origines hydriques permet de réduire les frais médicaux, il en résulte une économie pour la réalisation d'autres objectifs (achats d'engrais pour améliorer la riziculture)
Création d'emploi	-création d'emploi temporaire aux riverains pendant la construction et entretien, et en plus, la fourniture des matériaux locaux constitue un revenu supplémentaire pour les habitants.
Electrification	Les 2 fokontany de la commune suburbaine bénéficieront de l'électricité de la nouvelle station. L'électrification de ces fokontany non encore desservis permet à ses habitants de vivre en sécurité.
Réductions des dégâts dus aux incendies	-la quantité de l'eau abondante dans cette ville pourra réduire des dégâts dus aux incendies.

II.10 LE PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL

L'étude d'impact débouche sur un programme de surveillance et de suivi environnemental à mettre en œuvre durant toutes les différentes phases du projet et après la fermeture du projet (phase d'exploitation).

II-10.1 Le programme de surveillance

Ce programme comportera au moins :

- ✱ La liste des exigences et des obligations légales et réglementaires de prise en compte de l'environnement pour la réalisation du projet ;
- ✱ La description de l'ensemble des mesures et moyens destinés à protéger l'environnement ;

- ♣ L'évaluation des dangers et les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde ainsi que les paramètres de sécurité ;
- ♣ Les engagements pris par le promoteur pour l'application des mesures d'atténuation des impacts négatifs du projet.

II-10.2 Le programme de suivi environnemental

Le suivi consiste à suivre l'évolution de certaines composantes du milieu naturel et humain affectées par la réalisation du projet.

Le maître d'ouvrage doit s'engager à :

- ♣ Remettre en état le terrain fouillé
- ♣ Suivre l'évolution du reboisement du bassin versant et des engazonnement aux alentours des ouvrages.
- ♣ Analyser périodiquement l'eau du lac.
- ♣ Contrôler l'évolution de la vie des êtres aquatiques.
- ♣ Maîtriser le niveau de bruit causé par les machines.

CONCLUSION

Le principal objectif de ce mémoire a été axé sur l'étude technique de renforcement du système d'AEP de la ville d'Ambatondrazaka. L'étude est basée sur 2 points essentiels :

- Construction d'une bache de mise en charge pour améliorer la production du système existant.
- La mise en place d'un nouveau système avec :
 - La construction d'ouvrages de captage du lac Antsirika
 - La mise en place d'un système de traitement
 - La construction d'une station de pompage
 - La construction des réservoirs $2 \times 920\text{m}^3$

Ce projet met en œuvre une adduction d'eau à partir des eaux de surfaces nécessitant la réalisation des ouvrages de traitement comme le coagulateur, du décanteur et l'ouvrage de filtration. D'après les analyses financières auxquelles nous étions arrivés, les investissements coûtent environ 3 951 522 900 Ariary, le M^3 de l'eau sera vendu à 276 Ariary. Ces chiffres sont susceptibles d'augmenter suivant la variation des prix des matériaux sur le marché.

Le renforcement de l'AEP d'Ambatondrazaka est classé comme un grand projet, nécessitant l'élaboration d'une étude d'impact environnemental. En comparant les impacts positifs et négatifs du projet, les impacts positifs sont dominants. Cette analyse comparative nous a permis d'affirmer l'importance de la réalisation du projet.

L'étude complète du réseau de distribution n'est pas mentionnée dans cette étude, par contre, le dimensionnement des conduites d'amenée est étudié afin de desservir chaque fokontany. Pour cela, on suggère d'approvisionner par les réservoirs actuels les parties hautes ville (Ambohimasina ; Ampasabazimba ; Ambatoambo ; Antsimondrova et Avaradrova) et par les nouveaux réservoirs les parties basses ville (Madiotsifafana ; Feramanga ; Anosindrafo....).

L'extension du réseau de distribution doit tenir compte de l'urbanisation de la ville. Suivant le développement actuel de la ville, elle tend à s'épanouir vers le Sud le long de l'axe routier RN 44(Ambalabako, Manakambola), au Nord Ouest mais aussi vers l'Ouest pour Andrarabary. Pour cela on proposera de mettre en place des conduites $\phi 63$ pour desservir les fokontany d'Andrarabary et Ambalabako, des conduites $\phi 55$ pour Manakambola.

D'une autre façon, cette recherche nous a permis de pratiquer les notions fondamentales apprises en classe pour que notre future vie socioprofessionnelle soit à la lumière des tâches qui nous attendent.

Enfin, pour ceux et celles qui veulent continuer cette recherche, nous espérons que ce document leur servirait de base.

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES GENERALES

- 📖 ALDEGHERIE M; 1995 ; Fleuves et rivières de Madagascar ; ORSTOM
- 📖 ARMANDO Lancaster ; 1976 ; *Manuel d'hydraulique générale* ; Edition Eyrolles
- 📖 LOUIS Duret ; 1976 ; *Estimation des débits de crue à Madagascar*
- 📖 PIERRE Chaperon ; JOEL Danloux ; Paris 1993 ; *CD-ROM Fleuves et rivières de Madagascar*
- 📖 RAKOTONDRAINIBE Jean Herivelo ; 1983 ; *Eaux souterraines de Madagascar.*
- 📖 VAN TUU ; 1981 ; *Hydraulique routière*

COURS

- 📖 RAMANANTSOA Benjamin ; Cours de station et traitement des eaux potables en cinquième année
- 📖 RANDRIAMAHERISON Alain ; Cours d'étude d'impact environnementale en cinquième année
- 📖 RANDRIAMAHERISON Alain ; Cours d'informatique appliqué (Map Info et AutoCAD) en cinquième année
- 📖 RANDRIANASOLO David ; Cours d'AEP en quatrième année
- 📖 RANDRIANASOLO David ; Cours d'AEP en cinquième année
- 📖 RASOLOFONIAINA Jean Donné ; 2002 ; Cours d'Hydrologie
- 📖 RAVAOHARISOA Lalatiana ; Cours de béton armé (BAEL 91) en quatrième année

MEMOIRES DE FIN D'ETUDES

- 📖 : IHARINANDRIANA RANAIVOARISOLO Rinah; *Mémoire de fin d'études année 2006 ; Projet d'AEP de la commune d'Ambatolampy Tsimahafotsy*



ANNEXES

ANNEXES

N°1 : PHOTOS

N°2 : PLUVIOMETRIE MOYENNE MENSUELLE DE LA STATION
AMBOHITSILAOZANA

N°3 : EVOLUTION DE LA POPULATION

N°4 : EVOLUTION DE LA DEMANDE EN EAU

N°5 : COEFFICIENT DE RUISSELEMENT

N°6 : ESTIMATION DES APPORTS

N°7 : DIMENSIONNEMENT DE DIFFERENTES OUVRAGES POUR L'HORIZON
2025

N°8 : DESCENTES DES CHARGES

N°9 : SECTIONS REELLES D'ARMATURES

N°10 : EVALUATION FINANCIERE

N°11 : PLANS

ANNEXE N°01 : PHOTOS



Photo n° 02 :

Gare routière
d'Ambatondrazaka



Photo n° 03

Route d'accès dans la ville

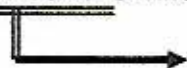
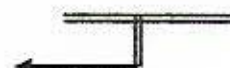


Photo n° 04

Borne fontaine
existante dans la ville



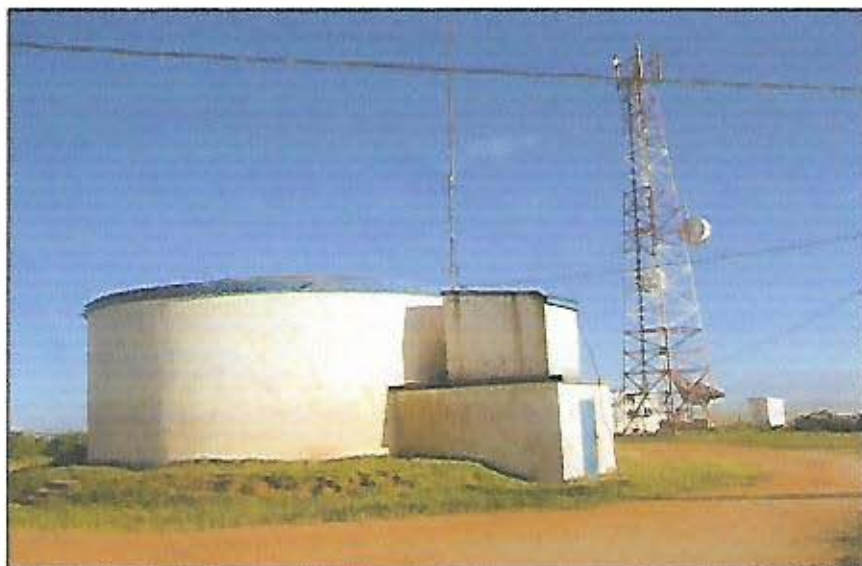


Photo n° 05

Réservoir 500 m³
à
Ambohimiangaly

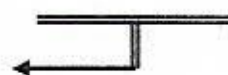


Photo n° 06

Centre ville

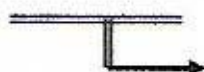
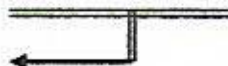


Photo n° 07

Colline d'Antsahalava
où l'on projette de
mettre en place les
nouveaux réservoirs



ANNEXE N°2 : PLUVIOMETRIE MOYENNE MENSUELLE
Tableau n° 46: PLUVIOMETRIE MOYENNE MENSUELLE DE LA STATION AMBOHITSILAOZANA
Source : Météorologie Ampandrianomby

Année	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
1970	369	96	248	111	5,0	8,0	11,0	15,0	2,0	1,0	73,0	153,0	1 092,0
1971	292	187	54	37	10,0	5,0	19,0	10,0	4,0	17,0	276,0	49,0	960,0
1972	129	605	259	38	4,0	10,0	9,0	10,0	6,0	57,0	169,0	131,0	1 427,0
1973	567	333	282	2	2,0	15,0	15,0	15,0	5,0	3,0	0,0	138,0	1 377,0
1974	291	298	60	105	50,0	21,0	10,0	10,0	4,0	47,0	14,0	211,0	1 121,0
1975	119	361	202	29	31,0	11,0	15,0	5,0	2,0	1,0	175,0	296,0	1 247,0
1976	224	36	58	85	49,0	3,0	1,0	10,0	0,0	64,0	51,0	314,0	895,0
1977	222	396	176	35	13,0	8,0	10,0	14,0	4,0	37,0	50,0	46,0	1 011,0
1978	184,1	121	132,4	34,7	0,9	8,6	23,3	4,9	9,9	4,3	172,7	168,0	864,8
1979	356,4	296,4	25,7	4,1	4,7	1,3	22,8	12,4	3,3	2,2	55,6	348,1	1 133,0
1980	246,3	192,6	257,2	43,4	14,3	7,9	26,1	4,7	13,4	136,0	1,4	58,0	1 001,3
1981	103,4	101,3	212,4	72,4	11,8	4,6	1,8	6,3	0,4	81,7	170,2	186,0	952,3
1982	516,9	425,9	285,2	48,5	4,2	7,9	4,6	4,2	31,1	26,3	50,2	174,4	1 579,4
1983	320,9	147,8	107,7	45,3	3,5	10,6	6,3	6,7	1,8	123,0	222,6	312,0	1 308,2
1984	316,3	281,6	142,3	261,9	10,3	7,3	16,5	14,8	1,4	3,8	199,5	136,3	1 392,0
1985	161,8	369,8	186,7	23,4	0,8	8,8	3,5	19,0	4,8	12,4	58,3	338,1	1 187,4
1986	185,8	318	342,2	14,8	8,0	2,8	5,1	4,2	0,7	146,5	17,3	179,9	1 225,3
1987	309,1	190,9	127,2	100,5	3,6	2,2	2,9	10,8	0,8	6,7	21,9	74,8	851,4
1988	332,6	159,1	120	26	28,8	3,6	18,4	2,9	2,7	8,2	128,2	187,0	1 017,6
1989	306,9	212,5	148,3	3,9	35,5	10,8	5,0	11,9	24,5	25,2	97,5	273,8	1 155,8
1990	132	189,9	79,8	65	6,7	6,3	5,9	3,4	1,0	22,3	67,5	174,7	754,5
1991	53,3	308,9	187,6	133	3,4	15,8	4,3	0,5	0,0	30,6	15,2	162,0	914,6
1992	301	239,2	126,9	1,9	2,5	8,9	12,4	5,2	0,9	0,6	48,9	29,0	777,4
1993	320	190,3	235,5	16	11,2	10,1	9,9	6,9	19,0	66,3	33,2	131,5	1 049,9
1994	432,8	266,1	190,4	4,5	21,4	7,9	23,1	0,0	4,4	169,0	3,5	110,0	1 233,1
1995	459,8	217,9	78	47,9	40,6	9,9	4,3	3,0	0,8	4,2	3,2	515,2	1 384,8
1996	486,2	128,8	226,8	17,5	3,7	2,8	4,5	0,0	0,8	0,2	21,9	103,6	996,8
1997	90	155,5	36,4	41,5	4,2	2,2	9,5	6,0	5,3	23,6	85,2	148,9	608,3
1998	294,2	441,5	18,5	3,1	11,8	5,2	2,9	7,6	36,4	0,0	0,6	189,5	1 011,3
1999	235,1	35,4	103,1	12,1	39,4	9,3	4,8	6,5	2,0	0,8	7,0	99,6	555,1

ANNEXE N°3 : EVOLUTION DE LA POPULATION

Détails de calculs de l'évolution du nombre de la population en utilisant la formule :

$$N_n = N_o (1+T)^n$$

1. Pour la commune urbaine d'Ambatondrazaka

-On prend l'année 2005 comme année de base dont :

$$N_o = 78\,225$$

-Le le taux d'accroissement annuel de la population est de :

$$T = 3,6 \%$$

$$\text{D'où } N_{10} = 78\,225(1+0,036)^{10} = 111\,415$$

$$N_{20} = 78\,225(1+0,036)^{20} = 158\,687$$

$$N_{45} = 78\,225(1+0,036)^{45} = 384\,179$$

2. Pour les 3 fokontany de la commune suburbaine

-On prend l'année 2005 comme année de base dont :

$$N_o = 3\,030$$

-Le le taux d'accroissement annuel de la population est de :

$$T = 3,6 \%$$

$$\text{D'où } N_{10} = 3\,030 (1+0,036)^{10} = 4\,316$$

$$N_{20} = 3\,030 (1+0,036)^{20} = 6\,147$$

$$N_{45} = 3\,030 (1+0,036)^{45} = 14\,881$$

ANNEXE N°4 : EVOLUTION DE LA DEMANDE EN EAU

Détails de calculs de l'évolution de la « DEMANDE EN EAU »

-Population à desservir :

- En 2005 : 78 225
- En 2015 : 115 731
- En 2025 : 164 834

-Besoin en eau :

- 40 l/j/habitant pour les usagers des bornes fontaines
- 80 l/j/habitant pour les branchements particuliers

1. Consommation domestique globale :

-Bornes fontaines :

Besoin en eau x nombre d'habitant

- En 2005 : $40 \times 78\,225 = 3\,129\,000\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $40 \times 115\,731 = 4\,629\,240\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $40 \times 164\,834 = 6\,593\,360\text{ m}^3/\text{j}$

-Branchement particulier : (1 647 branchements particuliers en 2006) taux de croissance 3,6%

Besoin en eau x nombre de branchements particuliers

- En 2005 : $40 \times 1\,647 = 65\,880\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $40 \times 2\,264 = 90\,560\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $40 \times 3\,225 = 129\,000\text{ m}^3/\text{j}$

D'où la consommation domestique globale est de :

- En 2005 : $3\,194\,880\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $4\,719\,800\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $6\,722\,360\text{ m}^3/\text{j}$

2. Consommation pour administration :

-Ecole = 10 l/j/élève x nombre d'élève (23 467 élèves en 2005) taux de croissance 3,6%

- En 2005 : $10 \times 23\,467 = 234\,670\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $10 \times 33\,424 = 334\,240\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $10 \times 47\,605 = 476\,050\text{ m}^3/\text{j}$

-Hôpital = 250 l/j/lit x nombre de lits

- En 2005 : $250 \times 50 = 12\,500\text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $250 \times 100 = 25\,000\text{ m}^3/\text{j}$

- En 2025 : $250 \times 200 = 50 \text{ m}^3/\text{j}$

D'où la consommation pour administration est de :

- En 2005 : $247,5 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $369 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $526 \text{ m}^3/\text{j}$

3. Consommation pour voirie :

-Nettoyage du marché = $5 \text{ l/j/m}^2 \times \text{surface}$

- En 2005 : $5 \times 5\,000 = 25 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $5 \times 10\,000 = 50 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $5 \times 20\,000 = 100 \text{ m}^3/\text{j}$

-Lavoir public = $1\,200 \text{ l/j/place} \times \text{nombre de place}$

- En 2005 : $1\,200 \times 10 = 12 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $1\,200 \times 20 = 24 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $1\,200 \times 35 = 40 \text{ m}^3/\text{j}$

-Jardin public = $5 \text{ l/j/m}^2 \times \text{surface}$

- En 2005 : $5 \times 2\,000 = 10 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $5 \times 5\,000 = 25 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $5 \times 10\,000 = 50 \text{ m}^3/\text{j}$

-Abattoir = $500 \text{ l/j tête de bétail} \times \text{nombre de bétail}$

- En 2005 : $500 \times 6 = 3 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $500 \times 8 = 4 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $500 \times 16 = 8 \text{ m}^3/\text{j}$

D'où la consommation pour voirie :

- En 2005 : $50 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $103 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $198 \text{ m}^3/\text{j}$

D'où la DEMANDE EN EAU : (1) + (2) + (3)

- En 2005 : $3\,558,5 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2015 : $5\,282 \text{ m}^3/\text{j}$
- En 2025 : $7\,575 \text{ m}^3/\text{j}$

ANNEXE N°5 : COEFFICIENT DE RUISSELEMENT

Tableau n° 47: Les différentes valeurs du coefficient de ruissellement selon le type de couverture du bassin.

Nature de la couverture végétale	Valeur de C							
	Petit bassin de 0 à 10 ha				Petit bassin de 10 à 40 ha			
	Présentant une pente de :				présentant une pente de :			
	Moins de 5%	De 5 à 10 %	De 10 à 30%	Plus de 30%	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30 %	Plus de 30%
Plates formes et chaussées de routes cours	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrains dénudés ou à végétation non couvrante Terrains déjà attaqués par l'érosion Labours frais	0,80	0,85	0,90	0,95	0,70	0,75	0,80	0,85
Cultures couvrantes, céréales hautes Terrains de parcours Chiendent ras Petit brousse clairsemée	0,75	0,80	0,85	0,90	0,52	0,60	0,72	0,80
Prairies, brousse, dense, Savane à sous bois	0,70	0,75	0,80	0,85	0,30	0,36	0,42	0,50
Forêt ordinaire en futaie sous bois touffus	0,30	0,50	0,60	0,70	0,13	0,20	0,25	0,30
Grande forêt primaire	0,20	0,25	0,30	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25

Source : NGUYEN VAN TUU 1981 P 115

ANNEXE N°6 : ESTIMATION DES APPORTS

AJUSTEMENT DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES PAR LA LOI DE GAUSS ET

TEST DE VALIDITE DE χ^2

I. Processus de calcul de χ^2

1. On classe par ordre croissant ou décroissant les N données expérimentales
2. On divise ce classement en k classes de telle façon que chaque classe contienne au minimum 5 données expérimentales de classe c'est-à-dire X est borné par X_{i-1} et X_i .

On donne :

✓ le nombre de classe : $k = 1 + \frac{10}{3} \log N$

✓ la largeur de classe : $\Delta F = \frac{w}{k}$

✓ les variables réduites : $u = \frac{P - P}{\sigma}$

Avec w : amplitude de l'échantillonnage c'est-à-dire

$$w = (X_{\max} - X_{\min}) = P_{\max} - P_{\min}$$

3. On compte les nombres de données O_i contenues dans chaque classes (fréquences ou effectifs observés).
4. On calcul à partir de la loi théorique choisie les valeurs théorique e_i (fréquence ou effectif théorique).

$$e_i = \Delta F \cdot N$$

5. On calcul pour chaque classe $\frac{(O_i - e_i)^2}{e_i}$ et la somme des k quantités ainsi

obtenues donne la valeur de χ^2

6. Comparons $\chi^2_{\text{calculé}}$ avec χ^2_{table} (lu dans la table χ^2 correspondant au seuil de signification choisi.

- ✓ si $\chi^2_{\text{calculé}} \leq \chi^2_{\text{table}}$ l'hypothèse avancée est acceptée c'est-à-dire l'ajustement est acceptable au seuil donné (on prendra le seuil 0,05)
- ✓ si $\chi^2_{\text{calculé}} \geq \chi^2_{\text{table}}$ l'hypothèse avancée est rejetée c'est-à-dire l'ajustement est refusé au seuil donné.

II. Résultat :

Il est à noter que tous les calculs sont faits par EXCEL

$$\bar{P} = 1069,5 \text{ mm} ; \sigma = 242,4 \text{ mm} ; N = 30$$

a) Classement des données par ordre décroissant et calcul des différents paramètres

Rang : i	P^{th} (mm)	f_i	$f_i \%$	u
1	1579,4	0,03	3,23	2,10
2	1427,0	0,06	6,45	1,47
3	1392,0	0,10	9,68	1,33
4	1384,8	0,13	12,90	1,30
5	1377,0	0,16	16,13	1,27
6	1308,2	0,19	19,35	0,98
7	1247,0	0,23	22,58	0,73
8	1233,1	0,26	25,81	0,67
9	1225,3	0,29	29,03	0,64
10	1187,4	0,32	32,26	0,49
11	1155,8	0,35	35,48	0,36
12	1133,0	0,39	38,71	0,26
13	1121,0	0,42	41,94	0,21
14	1092,0	0,45	45,16	0,09
15	1049,9	0,48	48,39	-0,08
16	1017,5	0,52	51,61	-0,21
17	1011,3	0,55	54,84	-0,24
18	1011,0	0,58	58,06	-0,24
19	1001,3	0,61	61,29	-0,28
20	996,8	0,65	64,52	-0,30
21	960,0	0,68	67,74	-0,45
22	952,3	0,71	70,97	-0,48
23	914,6	0,74	74,19	-0,64
24	895,0	0,77	77,42	-0,72
25	864,8	0,81	80,65	-0,84
26	851,4	0,84	83,87	-0,90
27	777,4	0,87	87,10	-1,20
28	754,5	0,90	90,32	-1,30
29	608,3	0,94	93,55	-1,90
30	555,1	0,97	96,77	-2,12

b) calcul du nombre de classe et la largeur de classe

nombre de classe		
k=	5,92373752	6

largeur d'une classe		
$\Delta F=$		170,7

borne des classes	
	1 408,7
	1 238,0
	1 067,3
	896,5
	725,8
	555,1

c) Test de χ^2

classes	limites des classes	variables réduites u	F(u) table	ΔF	ei	oi	$(ei-oi)^2/ei$
	∞	∞	0				
1				0,08	2,40	2	0,07
	1408,7	1,40	0,08				
2				0,17	4,95	5	0,00
	1238,0	0,69	0,25				
3				0,26	7,95	7	0,11
	1067,3	-0,01	0,51				
4				0,26	7,80	9	0,18
	896,5	-0,71	0,77				
5				0,16	4,80	5	0,01
	725,8	-1,42	0,93				
6				0,06	1,80	2	0,02
	555,1	-2,12	0,99				
					29,70	N=30	$\chi^2 = 0,40 < 3,8$

SYNTHESE :

$\chi^2_{calculé} \leq \chi^2_{table}$, l'ajustement par la loi de Gauss est acceptable au seuil de 5%, d'où la pluviométrie annuelle et mensuelle suivent la loi normale.

Voici le tableau montrant les valeurs de "u" selon les différentes périodes de retour ajusté par la loi de Gauss.

Tableau n°48 : valeurs de "u" selon les différentes période de retour

période de retour (T)	2	5	10	25	50
valeur de u	0	0,84	1,28	1,64	2,05

La pluviométrie en année sèche est donnée par la relation suivante :

$$P_F = \bar{P} - u_F \sigma$$

Après calcul, nous avons :

Tableau n°49 : Pluviométrie annuelle de différentes fréquences

Fréquence	2	5	10	25	50
P_F [mm]	1069,5	865,7	759,1	671,7	572,3

ANNEXE N°7 : DIMENSIONNEMENT DE DIFFERENTES OUVRAGES POUR
L'HORIZON 2025

I- FLASH MIXER

$$V = Q \cdot T_c$$

Avec

V : le volume du flash mixer [m³]

Q : débit à traiter [m³/h] avec

$$Q = \frac{\text{Consommation journalière}}{\text{temps de pompage}}$$

$$Q = 3975 \text{ m}^3 / 12 \text{ h} = 331 \text{ m}^3 / \text{h}$$

T_c : temps de contact entre le coagulant et l'eau à traiter [h]

Le temps de contact pour le mélange rapide est de T_c = 2 minutes = 0,03 heures

$$\text{Donc } V = 331 \times 0,033 = 11 \text{ m}^3$$

Si on considère la forme parallélépipédique, on aura V = L x l x h

En posant L = 3m et l = 2m, nous aurons h = 1,9 m

$$\text{Alors } V = 3 \times 2 \times 1,9 \text{ m}^3$$

II- FLOCCULATEUR

$$V = Q \cdot T_c$$

Avec

V : le volume du flocculateur [m³]

Q : débit à traiter [m³/h] avec

$$Q = \frac{\text{Consommation journalière}}{\text{temps de pompage}}$$

$$Q = 3975 \text{ m}^3 / 12 \text{ h} = 331 \text{ m}^3 / \text{h}$$

T_c : temps de contact entre le coagulant et l'eau à traiter [h]

Le temps de contact pour l'agitation lente est de T_c = 20 minutes = 0,3 heures

$$\text{Donc } V = 331 \times 0,33 = 110 \text{ m}^3$$

Si on considère la forme parallélépipédique, on aura V = L x l x h

En posant L = 10m et l = 5m, nous aurons h = 2,2 m

$$\text{Alors } V = 10 \times 5 \times 2,2 \text{ m}^3$$

III- DECANTEUR

$$V = Q \cdot T_c$$

Avec

V : le volume du decanteur [m³]

Q : debit à traiter [m³/h] avec

$$Q = \frac{\text{Consommation journaliere}}{\text{temps de pompage}}$$

$$Q = 3975 \text{ m}^3 / 12 \text{ h} = 331 \text{ m}^3 / \text{h}$$

T_c : temps de séjour du mélange coagulant-eau à traiter [h]

Le temps de séjour pour favoriser la decantation est de T_c = 1 heure 20 minutes
= 1,33 heures

$$\text{Donc } V = 331 \times 1,33 = 441,4 \text{ m}^3$$

Si on considere la forme parallelepipédique, on aura V = L x l x h

En posant L = 10 m et l = 10 m, nous aurons h = 4,5 m

$$\text{Alors } V = 10 \times 10 \times 4,5 \text{ m}^3$$

IV- FILTRE MONOCOUCHE

D'après la loi de DARCY on a :

$$V = \frac{Q}{S} = Ki$$

$$\text{Avec } i = \frac{\Delta h}{h} ; V = 10 \text{ m/h} ; Q = 331 \text{ m}^3 / \text{h} ; K = 0,01 (d_{10})^2 = 0,01 (0,7)^2$$

1- Surface du filtre

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{331}{10} = 33,1 \text{ m}^2$$

Pour avoir une bonne stabilité de l'ouvrage, nous allons diviser le filtre en 4 compartiments égaux de 8,3 m²

2- Hauteur d'eau au dessus du sable

$$\Delta h = \frac{Q \cdot h}{K \cdot S} = \frac{331 \cdot 0,8}{0,01 (0,7)^2 \cdot 33,1 \cdot 3600} = 0,45 \text{ m}$$

En tenant compte d'une revanche de r = 0,15 m, le filtre aura pour hauteur :

$H_{\text{filtre}} = r + \Delta h + \text{hauteur du sable} + \text{hauteur au dessous des buselures}$

$$H_{\text{filtre}} = 0,15 + 0,45 + 0,80 + 0,60 = 2 \text{ m}$$

3- Nombre des buselures

Nombre des buselures = 70 pièces /m²

Nombre des buselures nécessaire = 70 x 33,1 = 2 317 pièces

REMARQUE :

Pour des raisons d'étanchéité et de mise en œuvre du béton, on impose l'épaisseur des murs (flash mixer ; flocculateur ; décanteur ; filtre) $E_{\text{mur}} = 0,20\text{m}$ et l'épaisseur des radiers $E_{\text{radier}} = 0,20\text{m}$

V- RESERVOIR

Tableau n° 50: calcul de la capacité du réservoir.

CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR EN ADDUCTION DISCONTINUE avec reserve d'incendie 120 m3						
Heures	Coefficient de repartition	Temps de pomp	Flux entrant	Flux sortant	Reste[m3]	Reste+120
01h-02h	0,125	1	331	20,7	310,5	430,5
02h-03h	0,125	1	331	20,7	621,1	741,1
03h-04h	0,125	1	331	20,7	931,6	1051,6
04h-05h	0,125	1	331	20,7	1242,2	1362,2
05h-06h	0,125	1	331	20,7	1552,7	1672,7
06h-07h	1	1	331	165,6	1718,4	1838,4
07h-08h	3,5	1	331	579,7	1469,9	1589,9
08h-09h	3,5	1	331	579,7	1221,5	1341,5
09h-10h	3,5	1	331	579,7	973,0	1093,0
10h-11h	3,5	1	331	579,7	724,6	844,6
11h-12h	0,4	0	0	66,3	658,4	778,4
12h-13h	0,4	0	0	66,3	592,1	712,1
13h-14h	0,4	0	0	66	525,9	645,9
14h-15h	0,4	1	331	66	790,9	910,9
15h-16h	0,4	1	331	66	1055,9	1175,9
16h-17h	2	0	0	331	724,6	844,6
17h-18h	2	0	0	331	393,4	513,4
18h-19h	0,5	0	0	83	310,5	430,5
19h-20h	0,5	0	0	83	227,7	347,7
20h-21h	0,5	0	0	83	144,9	264,9
21h-22h	0,5	0	0	83	62,1	182,1
22h-23h	0,125	0	0	20,7	41,4	161,4
23h-24h	0,125	0	0	20,7	20,7	140,7
24h-01h	0,125	0	0	20,7	0,0	120,0
Total	24	12	3975	3954,3	20,7	140,7

La capacité théorique du réservoir correspond à la plus grande valeur du " Reste+120 [m3] " du tableau.

Volume du réservoir = 1840 m³

V- CONDUITE DE REFOULEMENT

On dimensionne la conduite de refoulement à partir des 2 formules suivantes :

Formule de MUNIER

$$D = (1 + 0.002 n) Q^{\frac{1}{2}}$$

avec n : Nombre d'heures de pompage sur 12 heures

Q : Débit en [m³/s]

D : Diamètre de la conduite en [m]

Application numérique :

$$D = (1 + 0.002 \cdot 12) \sqrt{0.091} = 0.30 \text{ m} = 300 \text{ mm}$$

Formule de Bresse

$$D = 1.5 \sqrt{Q}$$

Q : Débit en [m³/s]

D : Diamètre de la conduite en [m]

Application numérique :

$$D = 1.5 \cdot \sqrt{0.091} = 0.45 \text{ m} = 450 \text{ mm}$$

le diamètre de la conduite économique est celui de la formule de Munier ϕ 300

VI- POMPES

1- Pompe n°1 (pompe d'aspiration et de refoulement d'eau brute)

a- H_{MT} (Hauteur manométrique totale)

$$H_{MT} = H_g + J_{\text{aspiration}} + J_{\text{refoulement}}$$

$H_g = 28 \text{ m}$; $J_{\text{aspiration}}$: perte de charge à l'aspiration ; $J_{\text{refoulement}}$: perte de charge au refoulement.

$J_{\text{aspiration}}$ et $J_{\text{refoulement}}$ sont des pdc linéaires et singulières dues à la longueur de conduite d'aspiration et de refoulement ainsi aux coudes

$$R_e = \frac{VD}{\nu} = \frac{1.3.0.3}{1.01.10^{-6}} = 386138.6$$

$$\text{Equation de Nikuradse pour } R_e > 10^5, \lambda = \frac{0.221}{R_e^{0.237}} + 0.0032 = 0.013$$

$$J_L = \lambda \frac{V^2}{D2g} L = 0,0126 * (1,3^2 / 0,3^2 * 9,81) * 107 = 0,39 \text{ m}$$

$$J_s = K \frac{V^2}{2g} \cdot \text{nombre de coude} = 0,225 * (1,3^2 / 2 * 9,81) * 7 = 0,15 \text{ m}$$

$K=0,225$ pour les coudes circulaires à 90°

$$H_{MT} = 28 + 0,39 + 0,16 = 28,5 \text{ m}$$

b- Puissance de la pompe

$$P = \frac{\rho g H_{MT} Q}{0,9} = \frac{1000 \cdot 9,81 \cdot 28,5 \cdot 0,091}{0,9} = 28 \text{ [Kw]}$$

2- Pompe n°2 (pompe d'aspiration et de refoulement d'eau traitée)

a- H_{MT} (Hauteur manométrique totale)

$$H_{MT} = H_g + J_{\text{aspiration}} + J_{\text{refoulement}}$$

$$H_g = 60 \text{ m};$$

$J_{\text{aspiration}}$ et $J_{\text{refoulement}}$ sont des pdc linéaires et singulières dues à la longueur de conduite d'aspiration et refoulement ainsi aux coudes

$$J_L = \lambda \frac{V^2}{D2g} L = 0,0136 * (1,3^2 / 0,3^2 * 9,81) * 3804 = 13,86 \text{ m}$$

$$J_s = K \frac{V^2}{2g} \cdot \text{nombre de coude} = 0,225 * (1,3^2 / 2 * 9,81) * 10 = 0,21 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 60 + 13,86 + 0,21 = 74 \text{ m}$$

b- Puissance de la pompe

$$P = \frac{\rho g H_{MT} Q}{0,9} = \frac{1000 \cdot 9,81 \cdot 74 \cdot 0,091}{0,9} = 73 \text{ [Kw]}$$

3- Pompe doseuse (pour le sulfate d'alumine)

D'après la loi de conservation de la masse :

$$QC = qC_o \text{ donc } q = \frac{QC}{C_o}$$

Dans laquelle :

Q : débit à traiter [l/h]

C : dose du traitement [mg/l]

q : débit de la pompe doseuse [l/h]

C_0 : concentration de la solution [mg/l]

Supposons que le bassin de préparation de la solution a pour capacité 700 Litres et que la masse du réactif est 25 kg.

$$C_0 = 250\,000\,000 / 700 = 35\,714 \text{ [mg/l]}$$

$$Q = 331\,000 \text{ [l/h]}$$

$$C = 9 \text{ [mg/l]}$$

$$\text{Donc } q = \frac{331000 \times 9}{35714} = 83 \text{ [l/h]}$$

q : débit de la pompe doseuse [l/h]

C_0 : concentration de la solution [mg/l]

Supposons que le bassin de préparation de la solution a pour capacité 700 Litres et que la masse du réactif est 25 kg.

$$C_0 = 250\,000\,000 / 700 = 35\,714 \text{ [mg/l]}$$

$$Q = 331\,000 \text{ [l/h]}$$

$$C = 9 \text{ [mg/l]}$$

$$\text{Donc } q = \frac{331000 \times 9}{35714} = 83 \text{ [l/h]}$$

ANNEXE N°8 : DESCENTES DES CHARGES

- FLASH MIXER 11 m³

a) Evaluation des charges et surcharges

1. Charges permanentes

-Murs en béton :	$2 \times (3 \times 0,20 \times 2,1 \times 2500) +$	$= 10\ 500\text{ kg}$
-Radier :	$2 \times (2 \times 0,20 \times 2,1 \times 2500)$	$= 3\ 000\text{ kg}$
-béton de propreté :	$3 \times 2 \times 0,20 \times 2500$	$= 1\ 500\text{ kg}$
-enduit et chape :	$0,21 \times 754$	$= 158\text{ kg}$

Sous-total = 15 158 kg

2. Surcharges

-Eau:	$1,9 \times 3 \times 2 \times 1000$	$= 11\ 400\text{ kg}$
-------	-------------------------------------	-----------------------

TOTAL 1+2 = 26 558kg

b) Calcul des contraintes transmises au sol

- ✓ Surface du radier : $3 \times 2 = 6\text{ m}^2 = 60\ 000\text{ cm}^2$
- ✓ Contrainte transmise au sol : $\sigma = 26\ 558\text{ kg} / 60\ 000$

$$\sigma = 0,44\text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1,5\text{ kg/cm}^2$$

I- FLOCULATEUR 110 m³

a) Evaluation des charges et surcharges

1. Charges permanentes

-Murs en béton :	$(10 \times 0,20 \times 2,5 \times 2 \times 2500) + (10 \times 0,20 \times 2,5 \times 2 \times 2500)$	=37 500 kg
-Passerelles :	$5 \times 0,20 \times 0,15 \times 2 \times 2500$	=7 500 kg
-Radier :	$10 \times 5 \times 0,20 \times 2500$	=25 000 kg
-béton de propreté :	$10 \times 5 \times 0,10 \times 2500$	=12 500 kg
-enduit et chape :	$1,16 \times 754$	=875 kg

Sous-total =83 375 kg

2. Surcharges

-Eau:	$10 \times 5 \times 2,2 \times 1000$	=110 000 kg
-------	--------------------------------------	-------------

TOTAL 1+2 =193 375 kg

b) Calcul des contraintes transmises au sol

- ✓ Surface du radier : $10 \times 5 = 50 \text{ m}^2 = 500\,000 \text{ cm}^2$
- ✓ Contrainte transmise au sol : $\sigma = 193\,375 / 500\,000$

$$\sigma = 0,38 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

II- DECANTEUR 450 m³

a) Evaluation des charges et surcharges

1. Charges permanentes

-Murs en béton :	$(20 \times 0,20 \times 4,8) \times 2 \times 2500 + (5 \times 0,20 \times 4,8) \times 2 \times 2500$	=120 000 kg
-Passerelles :	$5 \times 0,20 \times 0,20 \times 2 \times 2500$	=1 000 kg
- Voiles :	$5 \times 0,20 \times 0,20 \times 2 \times 2500$	=500 kg
-Radier :	$20 \times 5 \times 0,20 \times 2500$	=50 000 kg
-béton de	$20 \times 5 \times 0,10 \times 2500$	=25 000 kg
propreté :	$3,4 \times 754$	=2 563 kg
-enduit et chape :		
	<i>Sous-total</i>	=199 063 kg

2. Surcharges

-Eau:	$20 \times 5 \times 4,5 \times 1000$	=450 000 kg
	TOTAL 1+2	=649 063kg

b) Calcul des contraintes transmises au sol

- ✓ Surface du radier : $20 \times 5 = 100 \text{ m}^2 = 1\,000\,000 \text{ cm}^2$
- ✓ Contrainte transmise au sol : $\sigma = 569063 / 1\,000\,000$

$$\sigma = 0,65 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

II- FILTRE 4x8,3 m³

a) Evaluation des charges et surcharges

1. Charges permanentes

-Murs en béton :	$(4 \times 0,20 \times 2,1) \times 2500 + (2,1 \times 0,20 \times 2,1) \times 2500$	= 2 205 kg
-Passerelles :	$4 \times 0,20 \times 0,20 \times 2 \times 2500$	= 800 kg
- Dalles pour lesbuselures :	$4 \times 2,1 \times 0,20 \times 2500$	= 4 200 kg
-Radier :	$4 \times 2,1 \times 0,20 \times 2500$	= 4 200 kg
-béton de propreté :	$4 \times 2,1 \times 0,10 \times 2500$	= 2 100 kg
-enduit et chape :	$0,4 \times 754$	= 301 kg

Sous-total = 13 806 kg

2. Surcharges

-Eau:	$4 \times 2,1 \times 0,45 \times 1000$	= 3 780 kg
-Sable:	$4 \times 2,1 \times 0,80 \times 1800$	= 12 096 kg

Sous-total = 15 876 kg

TOTAL 1+2 = 29 682 kg

b) Calcul des contraintes transmises au sol

- ✓ Surface du radier : $4 \times 2,1 = 8,4 \text{ m}^2 = 84\,000 \text{ cm}^2$
- ✓ Contrainte transmise au sol : $\sigma = 33\,882 / 84\,000$

$$\sigma = 0,35 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

ANNEXE N°9 : SECTIONS REELLES D'ARMATURES**Tableau n°51 : Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm**

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,92	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE N°10 : EVALUATION FINANCIERE

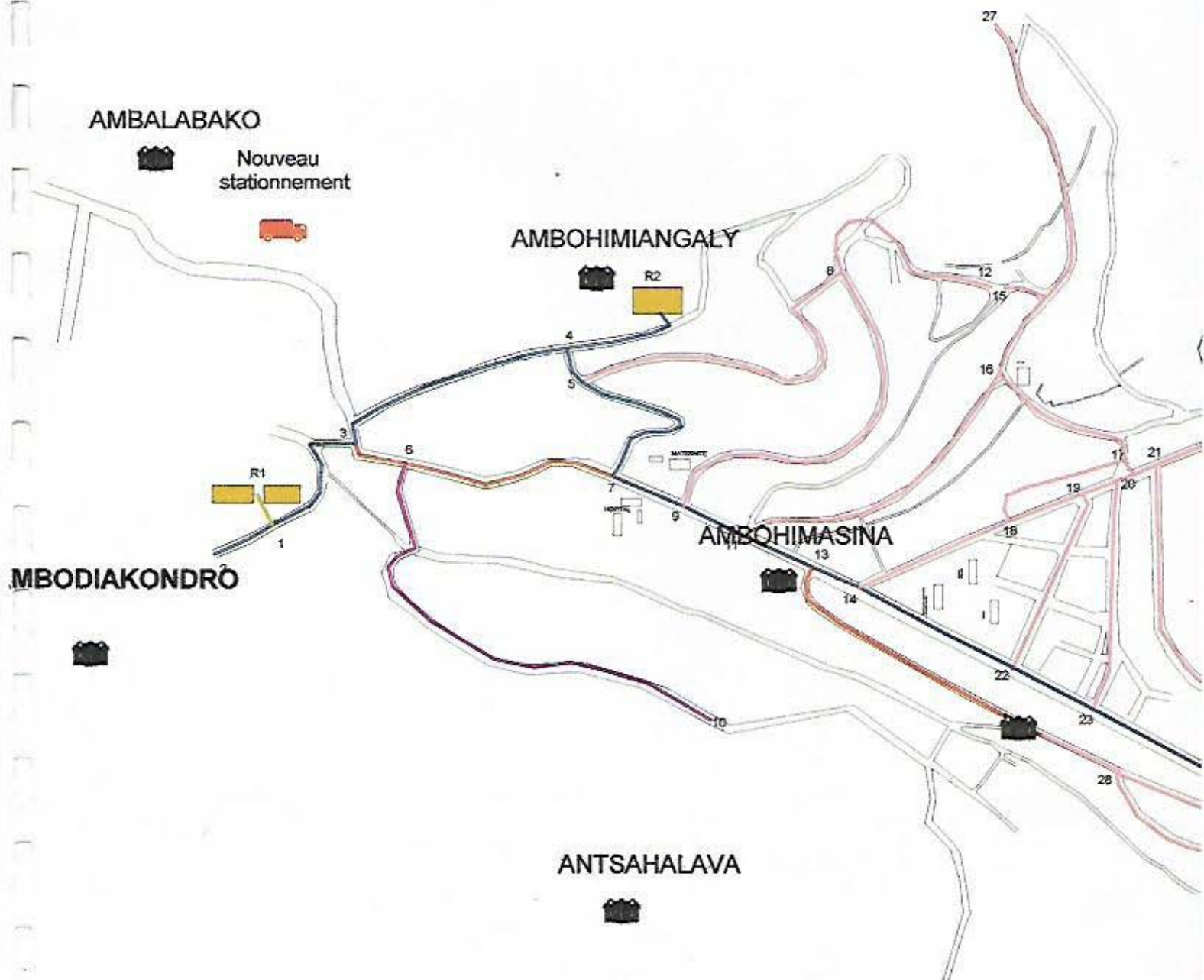
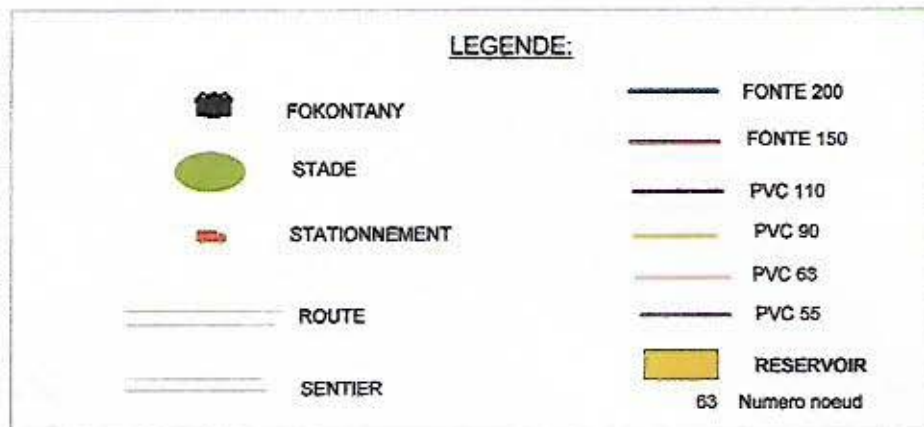
Tableau n° 52 : Récapitulation des prix des mesures immédiates

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	Prix Unitaire Ariary	MONTANT Ariary
I-GENIE CIVIL				
1. Installation de chantier	Fft	1	2 000 000	2 000 000
2. Debroussaillage	m ²	7,5	1 200	9 000
3. Décapage	m ²	7,5	1 200	9 000
4. Fouille	m ³	15	4 000	60 000
5. Coffrage Cintré				
✓ à simple courbure	m ²	60	20 000	1 200 000
✓ à double courbure	m ²	15	30 000	450 000
6. Béton armé				
✓ 250 kg/m ³	m ³	3,5	250 000	875 000
✓ 350 kg/m ³	m ³	13	360 000	4 680 000
7. Enduit				
✓ au mortier 350 kg	m ²	50	16 000	800 000
✓ étanche 500 kg	m ²	50	30 000	1 500 000
8. Chape				
✓ ordinaire	m ²	13	30 000	390 000
✓ étanche	m ²	13	40 000	520 000
9. Echafaudage	m ³	30	20 000	600 000
10. Grille d'aération 0,4x 0,4	U	1	50 000	50 000
11. Echelle métallique	U	1	200 000	200 000
Sous total				12 243 000
II. CANALISATION				
1. Tuyau DN 200	Ml	30	350 000	10 500 000
2. Té BB tb 200/100	U	2	1 000 000	2 000 000
3. Coude BB DN 200/100	U	4	700 000	2 800 000
4. Joint GGS DN 200	U	10	900 000	9 000 000
Sous total				24 300 000
III. VANNES ET ACCESSOIRES				
1. Ventouse DN 60	U	2	1 000 000	2 000 000
2. Volant de manœuvre DN 200	U	2	200 000	400 000
3. Clapet anti-retour DN 200	U	1	5 000 000	5 000 000
Sous total				7 400 000
IV. PROTECTION DU BASSINT VERSANT				
1. Reboisement	Fft	1	40 000 000	40 000 000
2. Engazonnement	Fft	1	40 000 000	40 000 000
Sous total				80 000 000
V. CURAGE, LAVAGE DES GRAVIERS FILTRE ET REPARATION				
	Fft	1	20 000 000	20 000 000
Sous total				20 000 000
TOTAUX				143 943 000

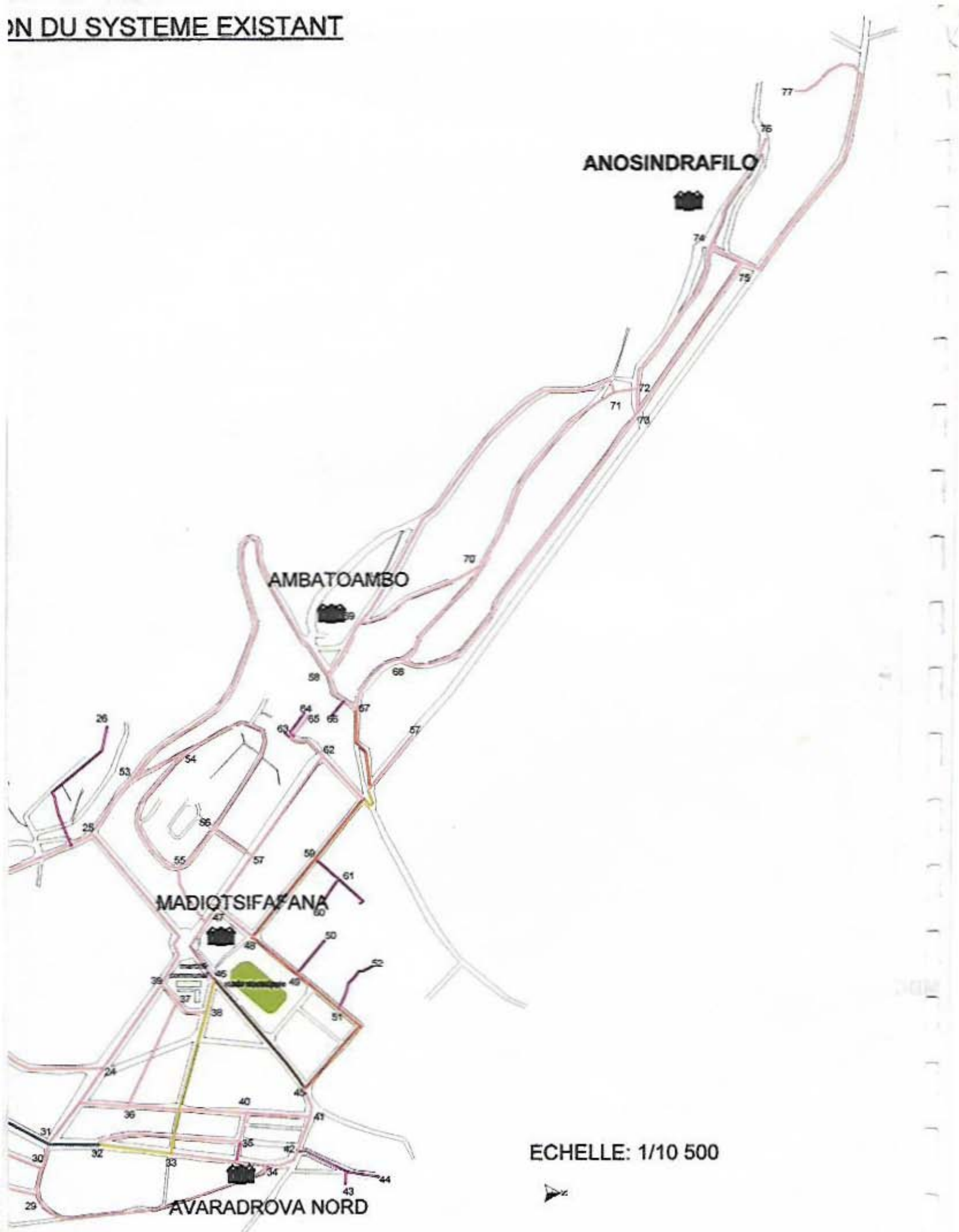
Tableau n°40 : Récapitulation des prix de la solution à moyen terme

Désignation	Montant en Ariary
1. GENIE CIVIL	257 311 000
2. CANALISATION VANNES ET ACCESSOIRES	1 870 400 000 17 400 000
3. EQUIPEMENTS ELECTRIQUES	638 000 000
TOTAUX	2 783 111 000

ANNEXE N°11 : PLANS



PLAN DU SYSTEME EXISTANT



PLAN DE MASSE DU NOUVEAU SYSTEME

VILLE D'AMBATONDRAZAKA

★
X=610,7
Y=917,8

ANDIGANDIGANA

★
AMBOHIPANANINA

★

X=611,2
Y=916,6

LOHAFASIKA

★

X=613,2
Y=914,0

X=613,6
Y=913,8

LEGENDE:

□ Point de captage

● Station de traitement

◆ Reservoir

— DN 400

— DN 200

■ Lac Antsirika

RN 44

Route en terre

★ Localités

ECHELLE: 1/23 000



Source: carte S-44 FTM

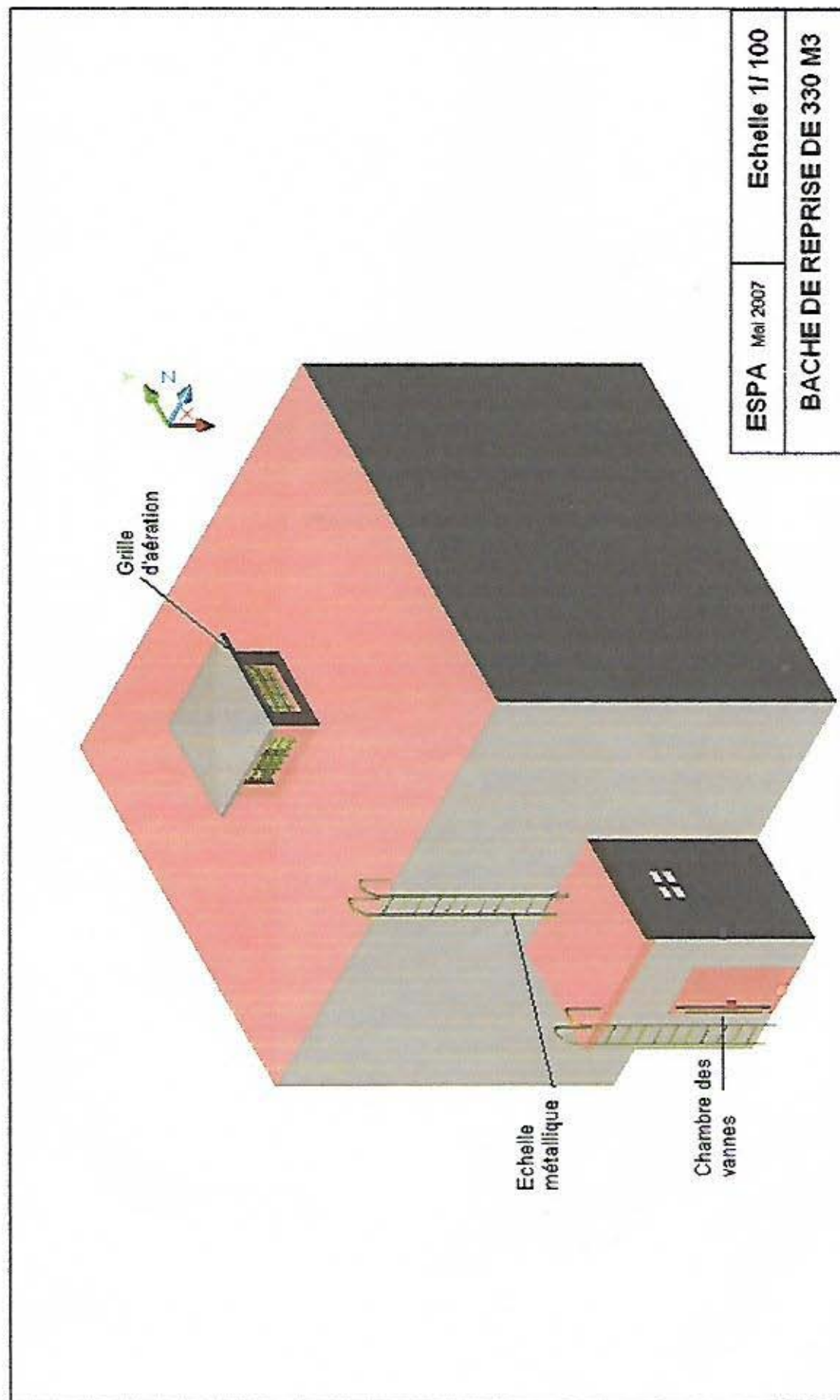


PLANCHE N°05

OUVRAGES DE TRAITEMENT

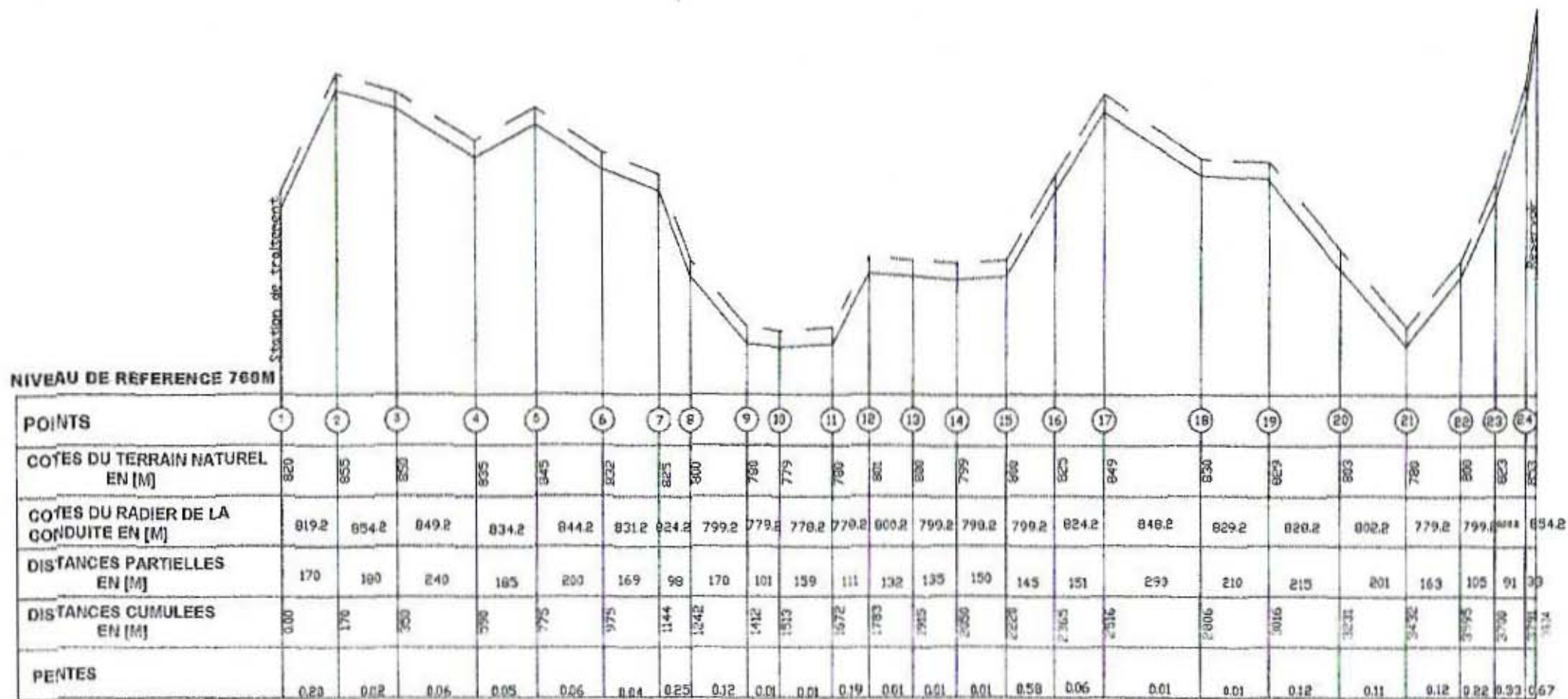


ESPA

MAI 2007

ECHELLE : 1/225

PROFIL EN LONG DE LA STATION DE TRAITEMENT AU RESERVOIR



LEGENDE:

- - - - - Terrain naturel
 ————— Cote du radier de la conduite

ECHELLE:

longueur: 1/50000
 hauteur: 1/12500

Noms : RANAIVOMANANA

Prénoms : Faly Heriniaina

Titre : ETUDE DE RENFORCEMENT DE L'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE LA VILLE D'AMBATONDRAZAKA

Rubrique : Adduction d'eau potable

Nombre de pages : 156

Nombre de tableaux : 53

Nombre de figures : 26

Nombre de photos : 07

Nombre d'annexes : 11

Nombre de planches : 05

Résumé :

Cette étude consiste à étudier l'amélioration du système existant d'AEP de la ville d'Ambatondrazaka et aussi la mise en place d'un nouveau système. Compte tenu de l'augmentation du nombre de population et l'extension de la ville, la réalisation du nouveau système comporte :

- La construction d'un ouvrage de captage du lac Antsirika
- La mise en place d'un système de traitement
- La construction d'une station de pompage
- La construction des réservoirs 2x 920m³

D'après les analyses financières auxquelles nous étions arrivés, les investissements coûtent environ 3 951 522 900 Ariary, le M³ de l'eau sera vendu à 276 Ariary.

L'étude d'impact environnemental est étudiée du fait que c'est un grand projet.

Mots clés : AEP, système de traitement, station de pompage, ouvrage de captage.

Directeur du mémoire : Monsieur RAKOTOARIMANANA

Ingénieur du Ministère de l'Energie et des Mines

Adresse de l'auteur : Lot III X 297 EA bis Manarintsoa Est

ANTANANARIVO 101