

SOMMAIRE :

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES ILLUSTRATIONS

INTRODUCTION

PREMIERE PARTIE : GENERALITE SUR LE CHANGEMENT CLIMATIQUE ET LA GESTION INTEGREE DES RESSOURCES EN EAU (GIRE), PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE 1 -MISE EN CONTEXTE DU PROJET PAR RAPPORT AU CHANGEMENT CLIMATIQUE ET A LA GESTION INTEGREE DES RESSOURCES EN EAU

1.1-Généralités sur le changement climatique à Madagascar

1.2-Généralité sur la GIRE

1.3-Redynamisation du monde rural

1.4-Contexte de l'étude

CHAPITRE 2-PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

2.1-Milieu physique

2.2-Equipements sociaux

2.3-Voies de communication

2.4-Les infrastructures hydroagricoles existantes

2.5-Végétation

CHAPITRE 3-ETAT DES LIEUX ET DIAGNOSTIC DU PERIMETRE

3.1-Evaluation sommaire des ressources en eau disponibles

3.2-Situation de l'exploitation agricole

3.3-Diagnostic des infrastructures

CHAPITRE 4-BILAN EN EAU DU PERIMETRE

4.1-Estimation des ressources en eau du périmètre

4.2-Calcul des besoins en eau du périmètre

4.3-Bilan en eau

CHAPITRE 5-PERSPECTIVE D'INTERVENTION POUR L'AMELIORATION DE L'IRRIGATION

5.1-Identification des projets

5.2-Adéquation ressource-besoin

5.3-Proposition d'aménagement

5.4-RECAPITULATION GENERAL DU PROJET D'AMENAGEMENT

DEUXIEME PARTIE : AMENAGEMENT ET HYDRAULIQUE DES ASPERSEURS

CHAPITRE 6-GENERALITES SUR L'IRRIGATION PAR ASPERSION

6.1-Approche générale et définition

6.2-Avantage de l'irrigation par aspersion

6.3-Trame et composante du système

CHAPITRE 7-ÉTUDES TECHNIQUES DE L'OPTIMISATION DES INSTALLATIONS EXISTANT DU PERIMETRE

7.1-Débit de crue

7.2-Calcul de débit

7.3-Principe de dimensionnement des canaux

7.4-Microbarrages en cascade

7.5-Dimensionnement des principaux ouvrages

7.6-Reprofilages du canal primaire et des digues

CHAPITRE 8 : ETUDES HYDRAULIQUES DE L'IRRIGATION PAR ASPERSION

8.1. Le captage

8.2-Besoin en eau de la culture de choux et du haricot

8.3-Doses et fréquence d'arrosage

8.4-Conception du réseau

8.5-Dimensionnement des conduites

8.6-Le pompage

TROISIEME PARTIE : ETUDES ECONOMIQUE ET EIE DU PROJET

CHAPITRE 9-ÉTUDES ECONOMIQUES ET ENVIRONNEMENTALES

9.1-Études économiques

9.2-Études Environnementales

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

COURS

ANNEXE

TABLE DES MATIERES

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP : Adduction d'Eau Potable
ANDEA : Autorité Nationale de l'Eau et de l'Assainissement
BA : Béton Armé
BDEA : Base de Données de l'Eau et de l'Assainissement
BV : Bassin Versant
CCNUCC : Convention Cadre des Nations Unies sur les Changements Climatiques
CNEAGR : Centre National de l'Eau de l'Assainissement et du Génie Rural
CR : Commune Rurale
Dfc : Débit fictif continu
DGM : Direction Générale de la Météorologie
EIE : Etude d'Impact Environnemental
ETP : EvapoTranspiration Potentielle
ETR: EvapoTranspiration Réelle
FAO: Food and Agriculture Organization
ft : forfaitaire
FTM : Foibe Taosaritanin'i Madagasikara
GIRE : Gestion Intégrée des Ressources en Eau
GR : Génie Rural
JIRAMA : Jiro sy RAno Malagasy
Kc : Coefficient cultural
MECIE : Mise en Compatibilité des Investissements à l'Environnement
OMD : Objectif du Millénaire pour le Développement
PANA : Plan National d'Adaptation
Pce : Pièce
PDC : Perte De Charge
Pe : Pluie efficace
PEFd : Polyéthylène à Faible densité
PEHd : Polyéthylène Haute densité
PGE : Politique Générale de l'Etat
PIRD : Périmètre Irrigué Ikopa Rive Droite
PPR : Polypropylène
P U : Prix Unitaire

PVC : Polychlorure de Vinyle

REDD : Reducing Emissions from Deforestation and forest Degradation REDD

RFU : Réserve Facilement Utilisable

RN : Route Nationale

RU : Réserve Utile

SIG : Système d'Information Géographique

TRI : Taux de Rentabilité Interne

TTC : Tout Taxe Comprise

TVA : Taxe sur les Valeurs Ajoutées

U : unité

USAID: United States Agency for International Development

VAN : Valeur Actuel Nette

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Risques climatiques et impacts éventuels sur les ressources en eau.....	5
Tableau 2: Risques climatiques et impacts éventuels sur la production agricole.....	6
Tableau 3 : Stratégie et solution proposée par rapport à la redynamisation du monde rural selon la PGE 2014	12
Tableau 4 : Répartition de la population par classe d'âge	20
Tableau 5 : Répartition de la population par Fokontany	21
Tableau 6 : Agriculture (Type, superficie, production).....	22
Tableau 7 : Superficie irriguée par les barrages de Botona et Andoharano	23
Tableau 8 : Calendrier cultural Vakiambiaty :	31
Tableau 9 : Contraintes et menaces, potentialités et opportunités de mise en valeur de l'agriculture.....	34
Tableau 10 : Caractéristiques du bassin versant.....	42
Tableau 11 : Coefficient de GRAVELIUS	43
Tableau 12 : Rectangle équivalent du BV.....	44
Tableau 13 : Pluies quinquennales et décennales sèches.....	46
Tableau 14 : Valeur de la variable réduite u	47
Tableau 15 : Pluies maximales journalières	47
Tableau 16 : Apport mensuel quinquennal Sec	48
Tableau 17 : Evapotranspiration Réelle selon Thornthwaite	50
Tableau 18 : Volume approximatif en eau souterraines.....	51
Tableau 19 : Volume approximatif exploitable en eau souterraines	51
Tableau 20 : Récapitulation des ressources en eau	52
Tableau 21 : Récapitulation des besoins en eau de l'agriculture.....	54
Tableau 22 : Besoin en eau de la population	54
Tableau 23 : Besoin en eau de l'élevage	55
Tableau 24 : Bilan en eau de la commune	55
Tableau 25 : Bilan en eau de la commune	55
Tableau 26 : Avantages et inconvénients des deux variantes	60
Tableau 27 : Débits de crue du Barrage de Sabotsy Namehana par la méthode de Louis Duret	71
Tableau 28 : Débit calibré des prises	73
Tableau 29 : Débits Nominiaux de chaque tronçon du canal primaire.....	74
Tableau 30 : Calage du canal primaire	76
Tableau 31 : <i>Dimensions du radier est des parafouilles</i>	78
Tableau 32 : <i>Calcul du coefficient C par la règle de LANE</i>	79
Tableau 33 : Calcul de la contrainte maximal sur le sol de fondation.....	81
Tableau 34 : Diamètres calibré des prises.....	83
Tableau 35 : Débit des canaux et pourcentage de débit dérivés.....	84
Tableau 36 : Résultats des calculs.....	85
Tableau 37 : Hypothèse de débit des ouvrages de captage.....	89
Tableau 38 : Propriétés physiques des sols (valeurs moyennes)	92
Tableau 39 : Reserve utile.....	92
Tableau 40 : Reserve facilement utilisable.....	93
Tableau 41 : Dose d'irrigation	93
Tableau 42 : Déficits pluviométriques.....	94
Tableau 43 : Périodicités	94
Tableau 44 : Caractéristiques des asperseurs	95
Tableau 45 : Durée d'arrosage	96
Tableau 46 : Caractéristiques de la parcelle	98
Tableau 47 : Valeur des coefficients de correction	100
Tableau 48 : Dimension des rampes	101
Tableau 49: Cout estimatif de chaque ouvrage	104
Tableau 50 : Hypothèse d'amélioration des rendements	105
Tableau 51 : Impact du projet sur le secteur de l'élevage	106
Tableau 52 : Les projets soumis à une EIE ou à un PREE.....	109
Tableau 53 : Etude d'Impact Environnemental.....	112
Tableau 54 : Mesure d'atténuation	115
Tableau 55 : Pluviométries moyenne mensuelle de la station d'Antananarivo.....	A2

Tableau 56 : Répartition mensuelle de la pluviométrie quinquennale sèche et décennale sèche	A3
Tableau 57 : Pluies maximales journalières à la Station d'Antananarivo.....	A4
Tableau 58 : Bilan hydrique de Thornthwaite	A6
Tableau 59 : Evapotranspiration potentielle mensuelle réalisée d'après le logiciel CROPWAT et les données de la Direction Générale de la Météorologie et de l'Hydrologie.....	A7
Tableau 60 : Pluie efficace selon la méthode USDA S.C (Cropwat).....	A8
Tableau 61: Besoins en eau du chou.....	A9
Tableau 62 : Besoins en eau du haricot	A9
Tableau 63 : Besoins en eau du Ray grass.....	A10
Tableau 64 : Apports moyens mensuels quinquennal sèche	A11
Tableau 65 : Dfc « Vary Aloha » (culture de première saison).....	A12
Tableau 66 : Dfc Vary Vakiambiaty (culture de deuxième saison)	A13
Tableau 67 : Dfc du chou.....	A14
Tableau 68 : Dfc haricot	A16
Tableau 69 : Adéquation ressources-besoins	A18
Tableau 70 : Dimensions caractéristiques du barrage	A20
Tableau 71 : Forces appliquées.....	A22
Tableau 72 : Moments par rapport à O [kg.m] :	A23
Tableau 73 : Moments par rapport à G [kg.m] :	A23
Tableau 74 : Valeur de C selon la nature du sol.....	A24
Tableau 75 : σ_{sol} selon le type de sol	A25
Tableau 76 : Calcul de stabilité interne.....	A26
Tableau 77 : Caractéristiques des rampes	A27
Tableau 78 : Temps et débit d'application pour chaque parcelle.....	A28
Tableau 79 : Pertes de charge ΔH au niveau de la rampe.....	A29
Tableau 80 : Dimensionnement des conduites primaire et secondaire	A30
Tableau 81 : <i>Coefficient de pertes de charge pour une sélection de vanne et raccords</i>	A30
Tableau 82 : Bordereau détaillé estimatif.....	A32
Tableau 83 : Cout d'utilisation des matériels agricole	A37
Tableau 84 : Cout des intrants Riz.....	A38
Tableau 85 : Cout des intrants Chou et haricot	A38
Tableau 86 : Cout des intrants Ray grass	A38
Tableau 87 : Mains d'œuvre Riz	A39
Tableau 88 : Mains d'œuvre Ray grass.....	A39
Tableau 89 : Mains d'œuvre Chou et haricot.....	A40

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure n° 1 : Localisation de la Commune Rurale de Sabotsy Namehana	15
Figure n° 2 : Localisation du périmètre	16
Figure n° 3 : Carte géologique de Sabotsy Namehana	18
Figure n° 4 : Coupe type des terrains altérés	19
Figure n° 5 : Répartition de la population par classe d'âge	20
Figure n° 6 : Barrage de Botona	23
Figure n° 7 : Canal primaire	26
Figure n° 8 : Plantation de Ray grass	29
Figure n° 9 : Eau d'irrigation des légumes	30
Figure n° 10 : Rizière	32
Figure n° 11 : Parcelle de chou	33
Figure n° 12 : Parcelle de Ray grass en pleine coupe	34
Figure n° 13 : Barrage d'Andoharano	36
Figure n° 14 : Prise Principale sur la Mamba	37
Figure n° 15 : Type de Prise parcellaire rencontré avec vanne métallique	37
Figure n° 16 : Prise sauvage	38
Figure n° 17 : Etats de la Digue	39
Figure n° 18 : Tronçons du canal en très mauvais états	40
Figure n° 19 : Bassin versant de la Mamba au barrage d'Andoharano	42
Figure n° 20 : Coupe hydrogéologique typique de la région	51
Figure n° 21 : Plan général de l'aménagement	63
Figure n° 22 : Asperseur rotatif à batteur ou sprinkler	70
Figure n° 23 : Profil type d'un canal trapézoïdal	74
Figure n° 24 : Schéma de calcul de la règle de LANE	78
Figure n° 25 : Coupes géoélectriques à l'Akany Tanjombato	88
Figure n° 26 : Coupes stratigraphiques de la JIRAMA à Tsarafara	89
Figure n° 27 : Localisation des puits de captage	91
Figure n° 28 : Disposition des asperseurs	95
Figure n° 29 : Disposition des parcelles	98
Figure n° 30 : Principaux subdivision du PIRD	A1
Figure n° 31 : Techniques de raccords à rampe mobile :	A31

INTRODUCTION

Pour promouvoir la sécurité alimentaire et atténuer la pauvreté, ainsi que pour assurer la gestion durable et la préservation des ressources naturelles, il est essentiel d'adapter les systèmes alimentaires. De nombreux pays ressentent déjà les effets du changement climatique, tels que l'irrégularité et l'imprévisibilité des précipitations, l'incidence accrue des tempêtes et les sécheresses prolongées, Madagascar n'y fait pas exception.

Les terres cultivées, les pâturages et les forêts, qui représentent soixante pour cent de la surface de la terre sont progressivement exposées à la variabilité accrue et au changement du climat. Le changement climatique menace les acquis du développement et ralentit la réalisation des Objectifs du Développement Durable (ODD), en particulier ceux qui se rapportent à la réduction de la faim et de la pauvreté ainsi qu'à la protection de l'environnement.

Les stigmates du changement climatique se font de plus en plus sentir à Madagascar. Les tempêtes tropicales se font plus nombreuses et dangereuses, les sécheresses et les inondations se suivent et s'intensifient au fur et à mesure des années.

Depuis 2014 le gouvernement Malagasy a mis en place la Politique Générale de l'Etat (PGE) qui prévoit que « le combat contre la pauvreté, la vulnérabilité et la précarité est la priorité des priorités ». Un des principaux objectifs est la sécurité alimentaire. Il a été ainsi admis que l'autosuffisance alimentaire repose sur le développement rural.

Actuellement, le changement climatique est devenu une réalité et conditionne le développement rural. Les ressources en eau font faces à des pressions croissantes. Une adaptation des pratiques culturelles et des techniques doit se faire pour s'aligner aux objectifs visés tendant vers l'amélioration nutritionnelle des ménages.

L'approche par la Gestion Intégrée des Ressources en Eau (GIRE) a été mise en place et suivi par plusieurs pays déjà pour atteindre cet objectif. Il est impératif que l'eau soit utilisée à bon escient. La solution pour avoir des ressources en eau durable pouvant satisfaire les besoins des usagers en agriculture est la bonne gestion de l'eau.

Notons que la loi 2015-03 portant Charte de l'Environnement Malagasy Actualisé réaffirme que « Tous les textes législatifs, les politiques, les plans, les programmes et les projets sectoriels doivent tenir compte : du changement climatique, et du transfert de technologie dans sa gestion et celle de l'environnement en général, de la gestion des risques et des catastrophes, de la gestion intégrée des ressources en eau, de la gestion durable des ressources naturelles renouvelables et non renouvelables et dont l'utilisation n'est pas gratuite, ... ».

Ce mémoire s'intitulant «Redynamisation du monde rural par la maîtrise de l'irrigation. Cas de la plaine de Namehana, commune rurale Sabotsy Namehana » essaie d'apporter une solution parmi tant d'autres avec l'utilisation des technologies avancées d'irrigation en se basant sur le concept de la Gestion Intégrée des Ressources en Eau. Sachant que notre zone d'étude est en partie inondable en période de crue et sujet à des sécheresses en étiage.

Ainsi pour se prémunir des sécheresses et accroître le rendement agricole nous proposons d'optimiser le système d'irrigation actuel à combiner avec la technologie de l'irrigation par aspersion tout en mobilisant les ressources en eau souterraine.

**Première partie : Généralité sur le Changement
Climatique et la Gestion Intégrée des Ressources en
Eau (GIRE), Présentation du projet**

Chapitre 1 - Mise en contexte du projet par rapport au Changement Climatique et à la Gestion Intégrée des Ressources en Eau

Pour plus de précision, nous allons voir dans ce chapitre les raisons qui nous ont poussés à mener cette étude. Ainsi pour avoir la réponse adéquate au problème rencontré sur la zone, un aperçu du contexte du projet s'impose.

1.1-Généralités sur le changement climatique à Madagascar

Madagascar a un climat tropical avec des variations régionales et deux saisons distinctes : une saison chaude et pluvieuse de novembre à avril et une saison sèche de mai à octobre, avec peu de précipitations entre septembre et octobre. La région de l'Est reçoit des pluies presque toute l'année. La moyenne annuelle des températures est de 23°C à 27°C. Le climat varie grandement selon l'altitude de la région et la position par rapport aux vents dominants. On estime à 12 le nombre de tempêtes tropicales qui passent par le canal de Mozambique, sur la côte ouest malagasy, tous les ans dont 30% deviennent des cyclones.

1.1.1-Historique du climat

Les changements climatiques depuis les années 50 consistent en :

- Une hausse importante des températures journalières sur toutes les saisons, et une hausse prononcée des températures journalières maximales pendant la saison sèche.
- Une variabilité accrue de la distribution relative des températures et des précipitations, avec des températures plus élevées et moins de pluies dans le nord et plus de pluies dans le sud.
- Un raccourcissement de la saison sèche et un rallongement de la sécheresse sur les parties centrales et ouest du pays.
- Des pluies plus intenses pendant les cyclones
- Des événements extrêmes plus fréquents, plus intenses
- A Madagascar, La température moyenne de l'air a connu une augmentation accélérée au cours des 40 dernières années. Le réchauffement climatique est sans équivoque et en grande partie attribué aux activités humaines [DGM, Le changement climatique à Madagascar, mars 2008].
-

1.1.2-Climat futur

Les changements prévus sont :

- La température moyenne augmentera de 2,5°C à 3°C d'ici à 2100

- Les précipitations diminueront en général, surtout pendant la saison sèche et à l'intérieur des terres, et davantage de pluies tomberont pendant la saison des pluies (décembre à février) d'ici à 2065
- Les changements prévus du régime des précipitations sont moins certains pour le nord, avec certains modèles qui laissent supposer des conditions plus sèches et d'autres plus humides
- D'ici à 2100, la fréquence des cyclones est prévue diminuer sur tout l'Océan Indien, surtout au début de la saison cyclonique. Cependant, l'intensité des cyclones est prévue augmenter de presque 50% et ils toucheront terre plus au nord
- les séquences sèches s'allongent sur les Hautes Terres Centrales et la côte Est. Sur les Hautes Terres, ceci est dû au recul de la saison de pluies. Les changements des précipitations à Madagascar varient d'une région à l'autre. Les précipitations deviennent de plus en plus intenses sur la partie Ouest.

1.1.3-Impacts et vulnérabilités des secteurs concernés

1.1.3.1-Ressources en eau

La variabilité du climat, en particulier une diminution du régime des précipitations et une hausse des températures, ont des impacts sur les ressources en eau de Madagascar car les fleuves et les pluies sont les sources principales d'eau pour usage en agriculture, pour la consommation des ménages et pour la production d'énergie. Bien qu'assez abondantes, les ressources en eau du pays sont géographiquement mal réparties et sous-exploitées ; des pénuries sont courantes dans le sud et seul 4% de l'eau disponible au pays est utilisée, dont 95% utilisée pour l'irrigation. Une diminution des précipitations et une hausse des températures vont exacerber les pénuries d'eau et augmenter la demande pour l'irrigation, ce qui ne fera qu'accroître la pression sur les ressources en eau. Une mauvaise gestion des infrastructures d'eau et une demande en hausse d'une population en accroissement contribuent également à la vulnérabilité du secteur. Aujourd'hui, seulement 27,7% de la population a accès à l'eau potable d'après l'ENSMOD 2012-2013.

Tableau 1: Risques climatiques et impacts éventuels sur les ressources en eau

Risques climatiques	Impacts éventuels
Hausse des températures	Diminution des principaux points d'eau : assèchement des marais et des fleuves pendant la saison sèche
Diminution des précipitations et situation de sécheresse accrue	Diminution du débit des fleuves, ayant pour conséquence un accès réduit à l'eau potable, à l'assainissement et à la production agricole et énergétique et une baisse de la qualité d'eau
Intensité accrue des cyclones	Destruction des infrastructures d'eau, causée par les cyclones et baisse de la qualité de l'eau à cause d'une sédimentation accrue provoquée par les inondations

1.1.3.2-Production agricole

Le changement climatique accentuera vraisemblablement les problèmes auxquels le secteur agricole fait aujourd'hui face, notamment une productivité limitée, de faibles rendements, une absence de capacité technique et des services de vulgarisation limités. La variabilité des précipitations et la hausse des températures, en particulier, ont des conséquences sur la production de cultures pluviales de base comme le riz, le manioc et le maïs. Par exemple, des pluies irrégulières obligeront les agriculteurs à adopter l'irrigation, ce qui exercera une pression sur les ressources en eau, et les fortes températures et la diminution des précipitations entraîneront probablement une incidence accrue des maladies comme la maladie de la mosaïque du manioc. Les événements météorologiques extrêmes menacent également la productivité agricole. Trois cyclones qui ont touché terre au début de l'année 2000 ont affecté plus d'un million de personnes et occasionné presque \$ USD 85 millions de dégâts au niveau des infrastructures agricoles. Ils ont aussi fait des ravages dans le secteur de l'élevage et des grandes cultures.

Tableau 2: Risques climatiques et impacts éventuels sur la production agricole

Risques climatiques	Impacts éventuels
✓ Hausse des températures	Dégâts sur les cultures et diminution du rendement
✓ Augmentation des précipitations pendant la saison des pluies	Taux élevés d'évapotranspiration, baisse de l'humidité et dégradation accrue des sols
✓ Diminution des précipitations pendant la saison sèche et situation de sécheresse accrue	Besoin croissant d'une irrigation, surtout pour la riziculture
✓ Intensité accrue des cyclones	Augmentation des maladies
	Hausse de la sédimentation, de l'érosion des sols et de l'ensablement, ce qui compromet les basses plaines plates
	Hausse de la mortalité des
	Dégâts sur les cultures, la chaîne d'approvisionnement et les infrastructures par les cyclones

1.1.3.3-Santé humaine

Le changement climatique peut avoir un effet multiplicateur sur les défis posés au secteur malagasy de la santé, à savoir un assainissement insuffisant, un taux élevé de malnutrition et une pauvreté persistante qui nuisent à la capacité des ménages de se payer des services médicaux. Par exemple, l'incidence de la maladie diarrhéique pendant la saison cyclonique qui augmente les inondations et favorise la stagnation de l'eau et constitue un terrain favorable pour les maladies d'origine hydrique. Le paludisme est une cause importante de mortalité dans le pays, et les fortes températures favorisent la distribution du vecteur de la maladie, surtout en haute altitude où vit une bonne partie de la population. Les infections respiratoires aiguës, dont les fortes températures sont un facteur d'exacerbation, sont aussi un objet de préoccupation car elles sont une cause principale de mortalité chez les enfants de moins de 5 ans.

1.1.4-Cadre institutionnel

Madagascar a mis en place un Bureau National de Coordination du Changement Climatique, relevant du Ministère de l'Environnement, de l'Ecologie et des Forêts, en 2010. Ce bureau est chargé de coordonner toutes les mesures de riposte nationale au changement climatique et représente Madagascar dans les négociations internationales. Ces dernières années, Madagascar participe activement aux efforts internationaux de faire avancer un agenda national REDD. Madagascar est signataire de la Convention Cadre des Nations Unies sur les Changements Climatiques (CCNUCC) et de l'Accord de Paris de 2016.

Quelques conventions et stratégies ont adoptées par Madagascar dans la lutte et l'atténuation du Changement climatique :

-Communication Initiale (2004) et Deuxième Communication Nationale (2010)

Elles font partie des obligations de Madagascar dans le cadre de la CCNUCC, permettent de recueillir les données climatiques passées, remontant aux années 1950-1960 et les données actuelles. Leurs analyses permettent de voir l'évolution générale du climat et des phénomènes qui y sont liés aux niveaux national et local. Ces données sont ensuite utilisées pour le Plan National d'Adaptation (PANA).

-Le REDD +

Reducing Emissions from Deforestation and forest Degradation (REDD) souvent résumée en français par « Réduire les émissions de CO2 provenant de la déforestation et de la dégradation des forêts ».

Elle a pour objectif « la réduction des émissions liées à la déforestation et à la dégradation des forêts » dans les pays en développement et a pour rôle la conservation, la gestion durable des forêts et du renforcement des stocks de carbone forestier dans les pays en développement.

-Programme National d'Adaptation au Changement Climatique 2006, 2010 :

Permet le développement de plans d'actions PANA dans les pays les moins avancés, il a trait notamment aux évaluations techniques et économiques de différentes options d'adaptation, aux transferts de technologies et au renforcement de capacités pour la résilience au changement climatique. Les activités relatives à l'adaptation visent la réduction des effets néfastes du changement climatique et sont focalisées essentiellement sur l'environnement et l'agriculture. L'objectif est de transformer les enjeux climatiques en opportunités, pour améliorer les situations économiques, sociales, environnementales.

Le secteur agricole s'est ainsi doté d'une Stratégie d'Adaptation et d'Atténuation au changement climatique portant sur la promotion d'une agriculture durable, garante de la sécurité alimentaire à Madagascar [Ministère de l'Agriculture et du Développement rural -

octobre 2010 – stratégie pour la période de 2012 à 2025]. Enfin, il existe le Code de l'eau et la Charte de l'Environnement Malagasy Actualisé.

Ces lois, décrets et textes ont pour but de règlementer les projets dont le but de la protection et préservations de l'environnement dont notre projet est concerné. Les termes de ces lois, décrets et textes sont les suivantes :

a) Loi 2015-03 portant Charte de l'Environnement Malagasy Actualisé:

Article 13 : Les projets d'investissements publics ou privés, qu'ils soient soumis ou non à autorisation ou à approbation d'une autorité administrative, ou qu'ils soient susceptibles de porter atteinte à l'environnement doivent faire l'objet d'une étude d'impact.

Le Décret portant Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE) fixe les règles et procédures applicable en la matière et précise la nature, les attributions respectives et le degré d'autorité des institutions ou organismes habilités à cet effet.

b) Loi n°98 029 du 20 janvier 1999 portant Code de l'Eau

- Article 1: L'eau fait partie du patrimoine commun de la Nation. Chaque collectivité en est le garant dans le cadre de ses compétences.

Le présent Code a pour objet :

- la domanialité publique de l'eau ;
- **la gestion, la conservation, et la mise en valeur des ressources en eau;** -

l'organisation du service public de l'eau potable et de l'assainissement collectifs des eaux usées domestiques ;

- la police des eaux;
 - le financement du secteur de l'eau et de l'assainissement ;
 - l'organisation du secteur de l'eau et de l'Assainissement.
- Article 5: Les installations, ouvrages, travaux et activités réalisés par toute personne physique ou morale, publique ou privée, entraînant des prélèvements sur les eaux superficielles ou souterraines, restituées ou non et pouvant avoir une incidence sur le niveau, la qualité et le mode d'écoulement des eaux doivent être placés sous la surveillance régulière de l'administration.
 - Article 23: La réalisation d'aménagements, d'ouvrages ou de travaux, exécutés par des personnes publiques ou privées, est précédée d'une enquête publique et d'une étude d'impact environnemental soumises aux dispositions du présent code ainsi qu'à celles prévues en ce sens par la loi n° 90 033 du 21 décembre 1990 portant Charte de l'environnement, lorsqu'en raison de leur nature, de leur consistance ou du caractère

des zones concernées, ces opérations sont susceptibles d'affecter l'environnement et devraient occasionner des troubles à l'écosystème aquatique.

c) Décret n° 99-954 du 15/12/99 modifié par le décret n 2004- 167 du 3/02/04 portant Mise En Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE) :

Article 41: La mise en conformité de tous les projets d'investissement en cours, selon les déclarations ou demandes d'agrément environnemental y afférentes, ne peut excéder une période de trois (3) ans. Toutefois, si les activités en cours entraînent des préjudices objectifs, des mesures conservatoires seront prononcées conjointement par le Ministre chargé de l'Environnement et le Ministre sectoriellement compétent, sur proposition de l'ONE.

Copie de la décision est communiquée à l'autorité locale du lieu d'implantation pour information.

Ces dispositions ne portent pas préjudice à l'application des dispositions des textes réglementaires en vigueur au niveau des secteurs concernés.

1.2-Généralité sur la GIRE

1.2.1-Notion de ressources en eau

La potentialité ressource en eau est le volume d'eau qui est susceptible d'être exploité. Les ressources en eau regroupent l'ensemble des eaux disponibles, ou que l'on peut mobiliser, pour satisfaire en quantité et qualité une demande donnée en un lieu donné, pendant une période appropriée.

1.2.2-Gestion Intégrée des ressources en eau

La Gestion Intégrée des Ressources en Eau est un processus systématique pour le développement durable, l'attribution et le suivi de l'utilisation des ressources en eau dans le contexte des objectifs sociaux, économiques et environnementaux.

1.2.3-Concept GIRE

La Conférence Internationale sur l'eau et l'environnement à Dublin en Janvier 1992, suite à la situation préoccupante sur la disponibilité de ressources en eau douce continentale, a déclaré une nouvelle approche globale concernant la gestion de l'eau. La gestion adéquate, rationnelle et légitime des différentes catégories d'utilisateurs en cohérence avec un aménagement approprié des territoires des bassins et une préservation durable des ressources et des écosystèmes liés à l'eau. Cette nouvelle approche a été créée sous le nom de la GIRE ou « Gestion Intégrée des Ressources en Eau ».

Cette Déclaration de Dublin a ainsi présenté quatre principes directeurs pour assurer une meilleure gestion de l'eau.

Ces principes se résument comme suit:

- Principe N°1 : L'eau et la vie

L'eau douce est une ressource limitée et vulnérable, indispensable au maintien de la vie, au développement et à l'environnement.

- Principe N° 2 : L'implication des usagers, planificateurs et décideurs

Le développement et la gestion de l'eau doivent se fonder sur une approche participative, impliquant les usagers, les planificateurs et les décideurs politiques à tous les niveaux et devant se faire à l'échelon le plus bas possible (principe de « subsidiarité »).

- Principe N° 3 : L'eau et les femmes

Les femmes jouent un rôle central dans l'approvisionnement, la gestion et la préservation de l'eau.

- Principe N° 4 : La valeur économique de l'eau

L'eau a une valeur économique dans tous ses usages concurrentiels et doit être reconnue comme un bien économique, sans oublier sa forte dimension sociale.

- Principe N°5 : approche « bassin versant »

Comme beaucoup de pays, Madagascar a reconnu que l'eau est un élément de développement économique et social. Doter de ressources en eau a priori, suffisantes par rapport aux besoins, la Grande île a développé dans un premier temps une approche de gestion par usage. Mais le développement des usages de l'eau commence à faire apparaître des conflits sur l'exploitation d'une même ressource et les problèmes financiers prennent une importance croissante. De plus, une politique de décentralisation et de déconcentration se met en place.

Le premier grand pas vers une gestion rationnelle des ressources en eau douce a été fait en 1999 par la promulgation du Code de l'Eau. L'Etat a donc engagé une redéfinition complète de sa politique de l'eau avec une bonne maîtrise du processus de programmation et une réforme institutionnelle dans sa durée. A ce titre il a été créé l'Autorité Nationale de l'Eau et de l'Assainissement (ANDEA) dont le rôle est d'assurer la mise en œuvre effective du processus de Gestion Intégrée des Ressources en Eau.

La dégradation, l'insuffisance accrue ainsi que la mauvaise gestion de la ressource alarment les autorités concernées, dont les bailleurs de fond. C'est dans ce cadre que toute étude de base sur les ressources en eau nécessite l'intervention de la GIRE. En effet, seule une approche intersectorielle peut répondre aux conflits d'usage dus à la rareté de l'eau. Surtout qu'il peut y avoir conflit autour de l'utilisation de l'eau tant au niveau technique : l'AEP est toujours

prioritaire devant l'irrigation ; qu'au niveau social : conflits sociaux sur l'utilisation et l'accès à l'eau.

L'approche par GIRE peut apporter des solutions aux problèmes rencontrés actuellement au niveau de l'exploitation de l'eau dans la plaine de Namehana, des solutions durables tournant autour des 4 principes directeurs de la GIRE.

1.3-Redynamisation du monde rural

La Politique Général de l'Etat (PGE) de 2014 a pour objectif d'asseoir un développement inclusif et durable fondé sur une croissance inclusive pour combattre la pauvreté. La redynamisation du monde rural en fait partie.

Selon l'USAID, le pays a un des taux de pauvreté parmi les plus élevés en Afrique, 1/3 de sa population vivant avec moins de \$ 1,9 par jour. Les secteurs porteurs de l'économie malagasy sont l'agriculture (principalement pluviale), la pêche et l'élevage, tous dépendant des ressources naturelles sensibles au climat. La sécurité alimentaire est un sujet de grande préoccupation car 25% de la population rurale du pays est classée en difficulté alimentaire. Madagascar est également vulnérable aux événements météorologiques extrêmes et le pays le plus exposé aux risques cycloniques en Afrique. Ces événements augmentent de plus en plus en fréquence et en intensité. Pendant les 20 dernières années, Madagascar a subi 35 cyclones, 8 inondations et 5 périodes de grave sécheresse (une augmentation de trois fois par rapport aux 20 années précédentes) qui ont occasionné des dégâts évalués à un milliard de dollars et affecté la sécurité alimentaire, l'approvisionnement en eau potable et l'irrigation, les systèmes de santé publique, la gestion de l'environnement et la qualité de la vie.

Aux vues de tous et pour changer les choses, la redynamisation de l'agriculture par la maîtrise de l'irrigation est une solution efficace et durable.

Le tableau suivant montre les objectifs de cette redynamisation du monde rural ainsi que des techniques proposées comme alternative aux problèmes :

Tableau 3 : Stratégie et solution proposée par rapport à la redynamisation du monde rural selon la PGE 2014

Défis à relever	Orientations stratégiques	Proposition de Solution à apporter
Redynamisation du monde rural	Renforcer le système de collecte et de distribution	<ul style="list-style-type: none"> -Permettre et faciliter aux personnes désireuses d'investir dans la collecte et distribution, d'avoir le financement nécessaire. -Plus de contrôle pour que chacun profite de son travail, -Permettre au paysan de satisfaire la demande croissante du marché
	Assurer la sécurité alimentaire et l'augmentation de la production tendant vers l'agrobusiness	<ul style="list-style-type: none"> -Ouverture et facilitation du marché -vulgarisation de la transformation des aliments -plus de variétés pour plus de qualité -mise en pratique le 3P pour plus de financement et de sécurité.
	Développer la recherche agronomique et tenir compte du changement climatique par la modernisation des facteurs de production, le développement des alternatives culturales et de l'agriculture familiale, la formation et la professionnalisation des producteurs, l'intensification et l'extensification agraire	<ul style="list-style-type: none"> -Formation des paysans sur les techniques modernes. -Vulgarisation des techniques plus économiques en eau comme l'aspersion -Mise en valeur des terres cultivables -Sensibilisation sur le changement climatique et responsabilisé la masse face au risque
	Restructurer et redynamiser le secteur afin de conserver les ressources, permettre leur développement tout en préservant l'environnement et assurer la sécurité alimentaire	<ul style="list-style-type: none"> -Développement et mise en place de projet conformément aux lois

1.4-Contexte de l'étude

Le changement climatique et de la GIRE ont été évoqués auparavant, et le but de cette étude est de proposer des techniques qui vont aider les paysans à vivre avec le changement climatique en s'adaptant et en trouvant des mesures pour l'atténuer mais aussi d'améliorer la vie des paysans. La GIRE est un des outils qui est à notre disposition car il fixe les bases d'une utilisation rationnelle et équitable des ressources en eau.

Cette étude a été faite vu le problème de gestion de l'eau surtout de l'irrigation au niveau de la plaine de Namehana ainsi que du manque d'alternative et de variété culturale proposés aux paysans. Notre étude vise à la « redynamisation du monde rural », c'est-à-dire améliorer l'économie des ménages en augmentant leur rendement agricole, et cela consiste aussi à donner du travail au paysans et à élargir leur compétence et leur savoir pour une meilleure maîtrise des techniques.

Dans cette optique, nous allons proposer de réaménager les infrastructures existantes, proposer de nouvelles cultures comme le maraichage et la culture du Ray grass qui est une plante fourragère très bonne en rendement et dont le prix ne cesse d'augmenter, proposer de nouvelle technologie comme l'irrigation par aspersion. Cela permettra de créer des emplois (mains d'œuvres, commerces des produits,...), de lutter contre la faim et d'améliorer le quotidien des paysans.

La production de Ray grass est encore dans une phase de lancement sur le périmètre, peu de gens en cultive encore. Notre but est donc de le lancer et d'en faire une alternative intéressante pour les paysans en visant l'amélioration des variétés cultivées et l'augmentation du rendement. L'autre but de cette étude est d'en faire un modèle applicable dans d'autres régions et périmètres, car le problème de l'eau devient récurant un peu partout ces dernières années. On pourra ainsi dupliquer cette étude sur d'autres secteurs comme sur le PIRD ou ailleurs sur des zones similaires.

Il ne faut aussi oublier la place du principe de Partenariat Public Privé (3P) car c'est un outil très utile et qu'il faut étendre au domaine de l'agriculture. Cela peut être une alternative au manque de financement et à la mise en disposition de technologie moderne et adéquate. Il ne faut pas oublier le fait que l'eau a un prix comme le code de l'eau l'indique. Ainsi pour la mobilisation de l'eau, on pourra donner la gestion de l'installation à un tiers et fixer un prix de l'eau et mettre cet argent au profit du périmètre dans le but de développer le projet.

Chapitre 2-Présentation de la zone d'étude

L'objet de ce chapitre est de faire apparaître d'une manière générale les différentes caractéristiques physiques et socio-économiques de la zone afin de les mettre en relation avec les problématiques liées aux ressources en eau. Il présente toutes les données de base et générales du site concernant, le relief, la géologie, le climat, la population, le découpage administratif, ainsi que le potentiel économique.

2.1-Milieu physique

Ce domaine du milieu physique servira pour la suite de l'étude de données de base dans le choix des différents paramètres utilisés dans l'étude technique.

2.1.1-Localisation de Sabotsy Namehana et du périmètre du projet

Le périmètre du projet à irriguer se trouve dans la commune rurale de Sabotsy Namehana.

La commune rurale de Sabotsy Namehana est située à 10km d'Antananarivo Renivohitra en prenant la RN3, elle fait partie du district d'Antananarivo Avaradrano, Région Analamanga. Elle est entourée au Nord par Ambohimanga et au Sud par Ankadikely. La commune d'Antehiroka se trouve dans sa partie Ouest et sur son flanc Est, on retrouve la commune de Manandriana. Elle s'étend sur une superficie de 22 km² composé par 22 Fokontany.

Pour ce qui est du périmètre concerné par notre étude, elle est localisée dans la commune Rurale de Sabotsy Namehana, dans les 4 Fokontany d'Andrefantsena, Ambohinaorina, Namehana et Ambohibary. Elle s'étend du barrage d'Andoharano qui se trouve à environ 300 m à l'Ouest du pont de Sabotsy Namehana jusqu'au Canal GR qui le limite.

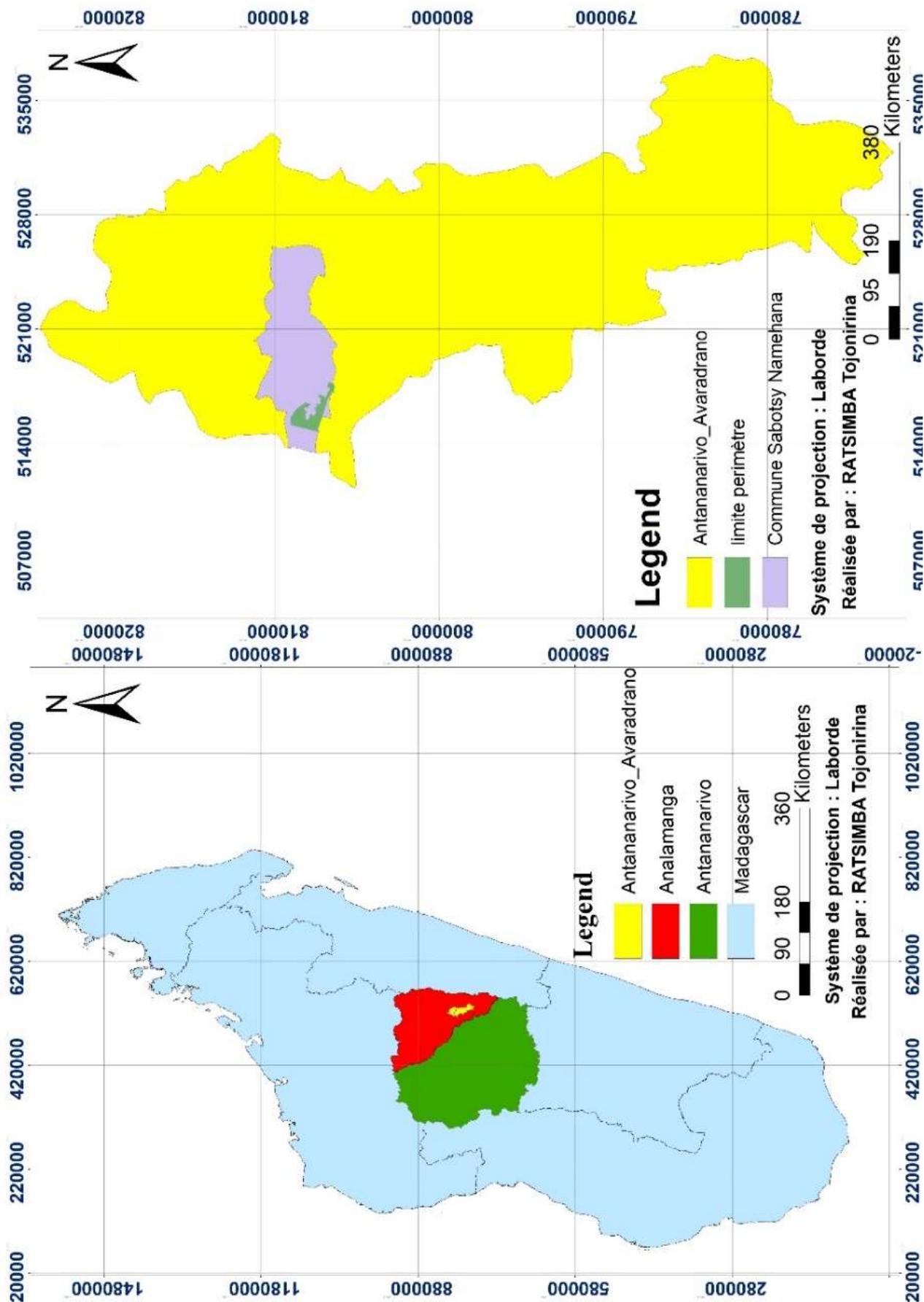


Figure n° 1 : Localisation de la Commune Rurale de Sabotsy Namehana

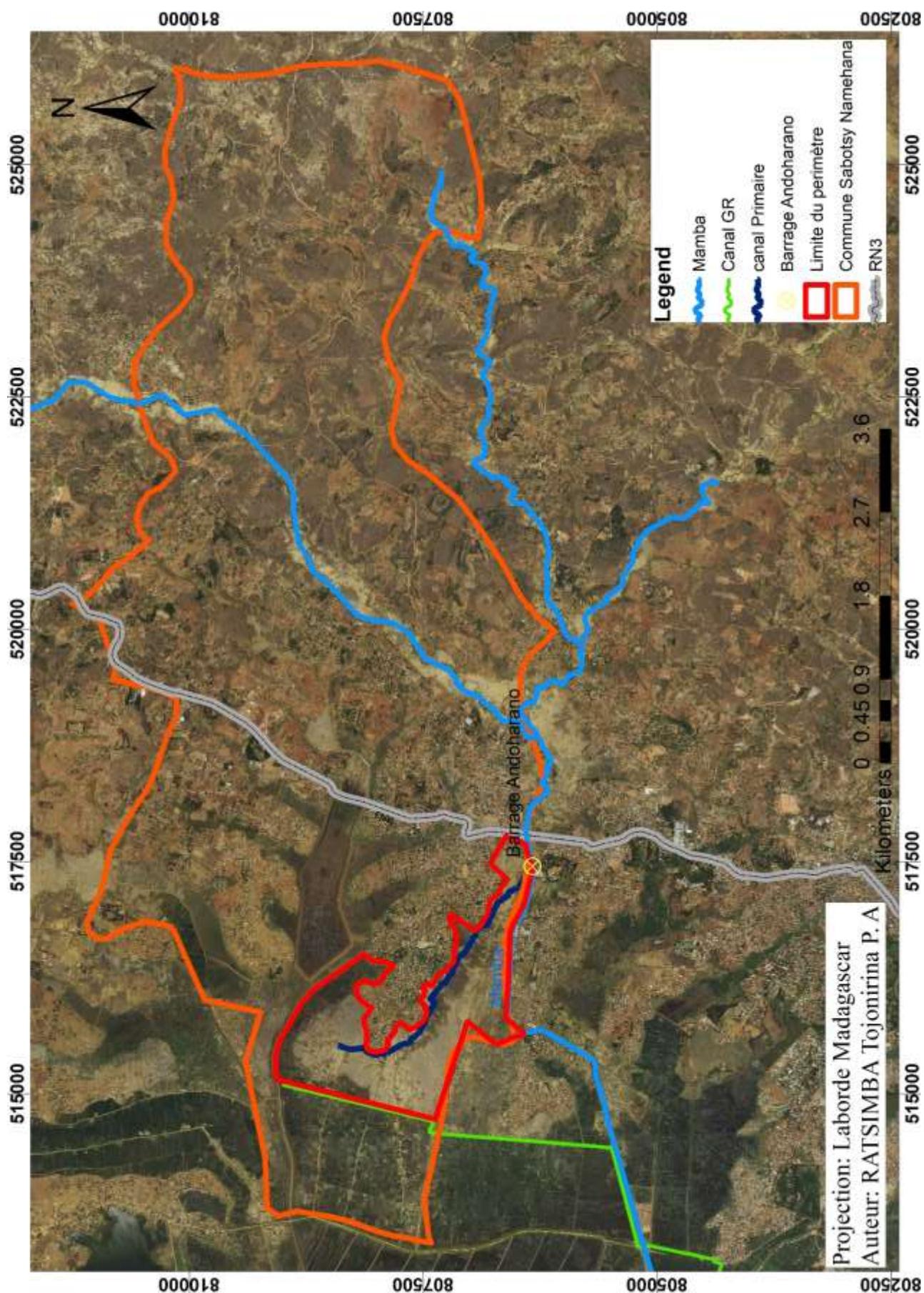


Figure n° 2 : Localisation du périmètre

2.1.2-Climatologie et géologie

2.1.2.1-Climat

Sabotsy Namehana est situé dans la région des Hauts plateaux du centre de Madagascar. Cette région est soumise à un climat de type tropical d'altitude relativement frais et humide. La pluviométrie moyenne annuelle est de 2000 mm, sa température moyenne annuelle est de 18°C avec une moyenne de maxima de 26-27°C, et une moyenne de minima de 16°C. L'évapotranspiration potentielle y est de l'ordre de 900 à 1000 mm par an et l'évapotranspiration réelle entre 600 à 800 mm par an.

2.1.2.2-Géologie

La commune de Sabotsy Namehana faisant partie des Hauts plateaux de Madagascar, elle fait donc partie du socle cristallin malgache dont la géologie générale est marquée par la présence des roches cristallines du type granitique fortement altérées, avec une géomorphologie dominée par des vallées ou bas-fonds alluvionnaires. Elle se trouve dans une zone magmatique et métamorphique où les formations géologiques sont principalement des granites, des migmatites granitoïdes et des granites migmatitiques. Elles sont fortement altérées et forment les collines constituant les parties élevées du paysage.

D'après la carte précédente, la Commune de Sabotsy Namehana comporte trois types de formation géologique dont :

- une formation de charnockites
- une formation de gneiss, micaschistes, migmatites à graphite
- une formation d'alluvions.

D'après cette carte, la plaine de Namehana est située dans la formation d'alluvions qui par définition sont des dépôts argileux ou sableux émergés, transportés par les écoulements superficiels et déposés dans les lits des rivières ou dans le fond des lacs laissant des eaux par des sédimentations successives.

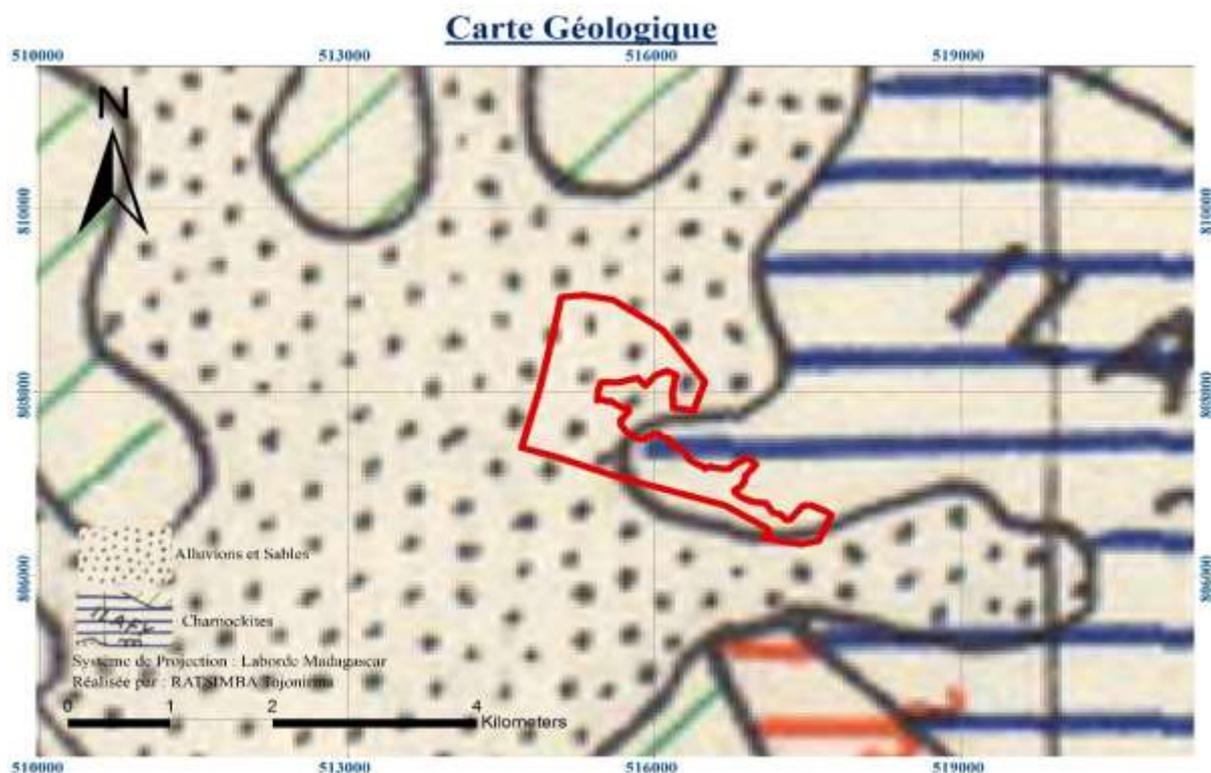


Figure n° 3 : Carte géologique de Sabotsy Namehana

Les migmatites sont fortement altérées et donnent les horizons caractéristiques d'altérations selon le profil-type présente dans la figure suivante : (Source BDEA)

On peut en conclure le profil- type ou lithologie d'un horizon d'altération sur socle métamorphique et magmatique présente de haut en bas :

1. Latérite : argile ferrugineuse
2. latérite argileuse : argile
3. arène argileuse : argile sableuse
4. arène grenue - arène micacé : sable argileux ; les minéraux constitutifs d'une roche magmatique et métamorphique sont visibles : quartz, micas, feldspaths ; présence de boules de roches saines
5. socle fissure
6. socle sain

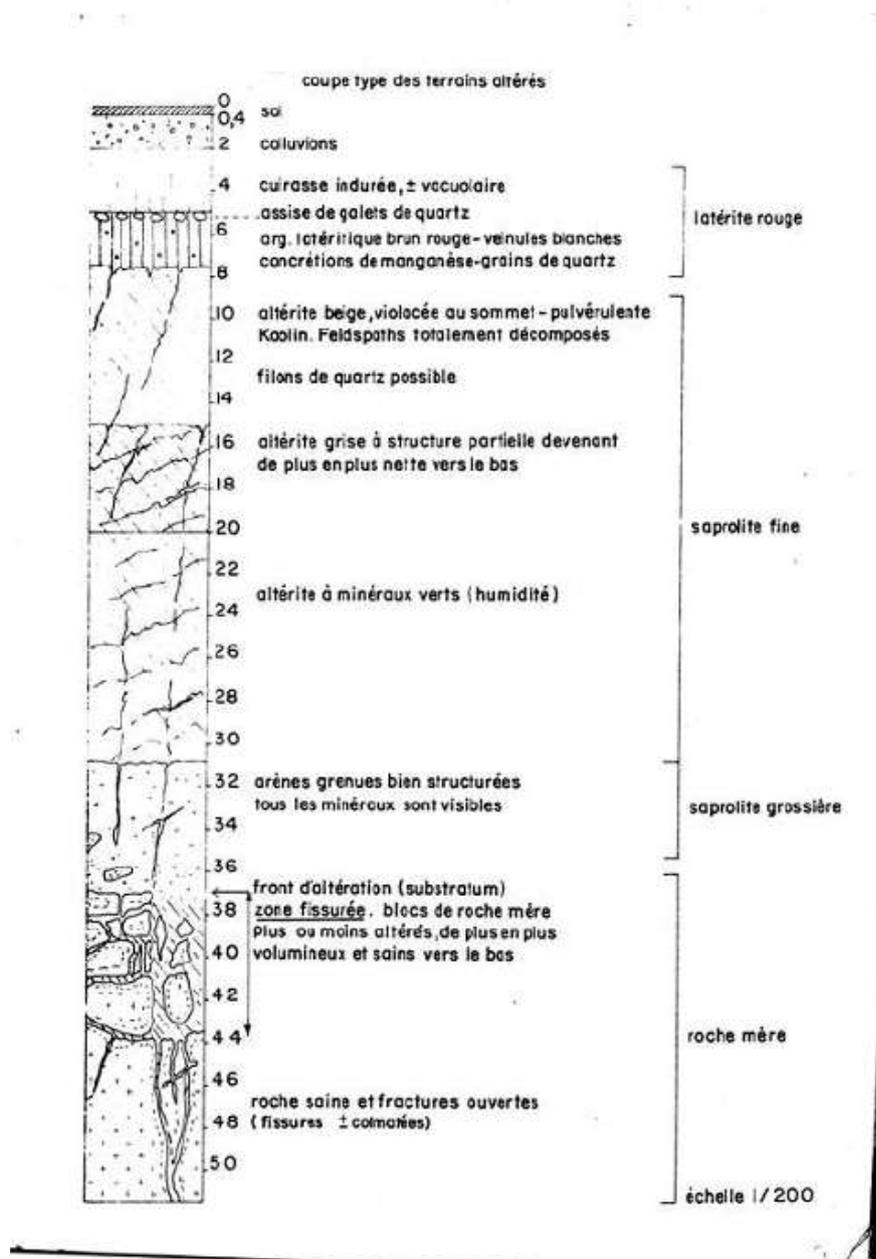


Figure n° 4 : Coupe type des terrains altérés

2.1.3-Démographie

Lors du recensement effectué en 2008, la population totale de la commune de Sabotsy Namehana est de 59 362 habitants soit une densité de 2698,27hab/Km². Composée en majorité par des hommes (51,32%), contre 28 895 femmes (48,68%). Toutefois, la population est très jeune d'après le tableau et graphique ci-dessous.

On compte 9 621 ménages dans la commune, avec une taille moyenne de 6,17.

Le tableau 4 nous donne la répartition par classe d'âge de la population

Tableau 4 : Répartition de la population par classe d'âge

Classe d'âge	0 à 5	06 à 10	11 à 15	16 à 20	21 à 25	26 à 30	31 à 50	Plus de 50
Nombre	8 834	7 421	6 781	6 780	6 914	6 491	9 664	6 477

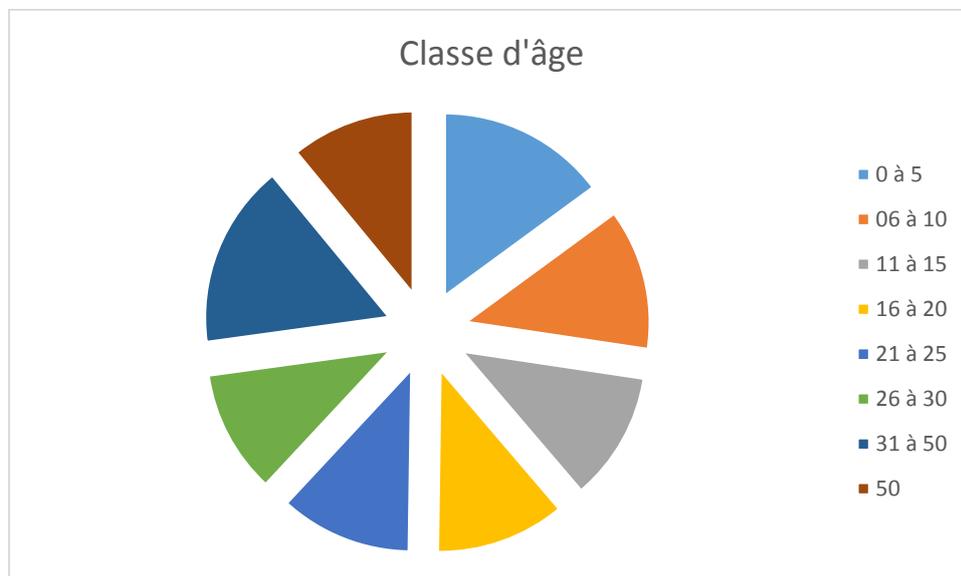


Figure n° 5 : Répartition de la population par classe d'âge

On peut constater dans le tableau ci-dessous qu'il y a une grande disparité entre la population dans les Fokontany de la Commune de Sabotsy Namehana. Avec un taux d'accroissement annuel de 2,9% ; on va évaluer la population de la Commune pour 10 ans c'est-à-dire en 2018 en se basant sur la population de 2008 d'après la formule basée sur ce taux qui s'énonce comme suit :

$$y = y_0(1 + \aleph)^x$$

Où :

y : Désigne le nombre de population dans l'année de projection

y_0 : Est le nombre de la population actuelle,

\aleph Est le taux d'accroissement annuel, égale à 2,9%

x est le nombre d'année où l'on veut estimer la population, il sera respectivement égal à 10 ans dans le tableau ici-bas.

Ceci a été mis en relief du fait que le nombre des habitants dans une agglomération donnée influe beaucoup sur la demande en eau des dites zones. Ainsi, on arrive à assimiler le nombre important des infrastructures d'alimentation en eau dans ces Fokontany. Et selon leur niveau de vie, on peut avoir soit un grand nombre d'infrastructures privées soit plusieurs implantations publiques.

Tableau 5 : Répartition de la population par Fokontany

Fokontany	Population en 2018
Ambatofotsy	9633
Ambodivona	8002
Ambohibary	7821
Ambohidrano	6946
Ambohinaorina	6934
Ambohitrinimanga	4152
Amorondria	4146
Andidiana	3889
Andrefatsena	2842
Anosy Avaratra	2655
Antsahatsiresy	2555
Antsofinondry	2410
Antsinanantsena	2299
Beravina	2156
Botoina	2016
Faravohitra	2006
Isahafa	1875
Lazaina	1626
Manarintsoa	1457
Namehana	1322
Soaniadanana	1304
Tsarafara	960

Source: commune rural de Sabotsy Namehana

2.1.4-Economie

En général, les activités économiques de la commune de Sabotsy Namehana se focalisent surtout dans le secteur secondaire qui englobe 42,51% de la population active. Ces activités s'orientent notamment sur la briqueterie (Kianjavola d'Antsinanatsena ou la TABIMA) ; les industries textiles comme FESTIVAL située à Anosimiarinimerina ou AXELL à Lazaina.

Le secteur tertiaire est encore timide dans la zone mais l'ouverture de la BOA en 2008 montre que ce secteur connaît un bond non négligeable après le succès des micro-organismes

financières telles que l'OTIV, SECAM dans la région. Le marché, spécialement celui de Sabotsy est aussi célèbre et arrive à mobiliser une foule importante en son jour. Récemment, l'hôtellerie a aussi contribué à l'expansion de la région par l'ouverture d'un grand complexe situé à Anosy Avaratra (Le Lion d'or,...). Quant au secteur primaire, 37,96% de la population active y consacre leur occupation. L'agriculture et l'élevage occupe toujours leurs places dans la zone d'étude.

- L'agriculture :

La commune rurale de Sabotsy Namehana possède d'importants potentiels agricoles en matière de riziculture et de culture de tubercules, mais la production est fortement limitée par la faiblesse des connaissances de techniques agricoles, l'insuffisance des moyens de production (matériels et financier) et d'appuis techniques, étant donné que la commune ne dispose pas de vulgarisateur agricole. En effet, les techniques agricoles sont largement traditionnelles avec la mécanisation quasi-inexistante ce qui oblige les paysans à recourir dans leur exploitation à l'utilisation de bêche, culture attelée, dos d'homme, charrette, port sur la tête. Le mode de culture adopté dans les différentes localités de la commune Rurale Sabotsy Namehana est de trois sortes à savoir, irrigué, sec et associé.

Les activités agricoles sont essentiellement dominées par la culture de riz, de manioc et des légumes, dont la production globale annuelle est généralement destinée à la subsistance.

Tableau 6 : Agriculture (Type, superficie, production)

Typologie	Superficie (ha)	Tonnes (t)
Riz	672	3 360 t/an
Manioc	10	50
Patate douce et Tarot	10	30
Brède	10	30
Légumes	20	40
Mais	6	6
Pomme de terre	5	15
Tomates	1,25	3 à 4
Choux	6	24
Canne à sucre	3	9

Source: commune rural de Sabotsy Namehana

Tableau 7 : Superficie irriguée par les barrages de Botona et Andoharano

Nombre de retenues d'eaux (barrage)	03 (Botona, Ambatofotsy et Andoharano)
Superficie totale irriguée :	800 Ha
Superficie aménageable	100 Ha

Source: commune rural de Sabotsy Namehana

**Figure n° 6 : Barrage de Botona**

- L'élevage

L'élevage occupe une grande partie des activités économiques de la population de la CR Sabotsy Namehana après l'agriculture. En effet en 2011, l'on recense 3 550 volailles, 880 têtes de porcs, 550 têtes de bœufs et l'élevage de vache laitière est estimé à 200 têtes. Les techniques d'élevage sont encore traditionnelles et ne sont pas orientées vers une économie de marché. L'approche filière dans le domaine de l'élevage n'est pas encore développée.

2.2-Equipements sociaux

1) Enseignement

La commune dispose de plusieurs établissements d'enseignements aussi bien publics que privés. On a recensé :

- 21 établissements préscolaires.
- 21 institutions d'enseignement primaire.
- 16 établissements secondaires de niveau I.
- 06 établissements secondaires de niveau II.
- 04 institutions d'enseignement professionnel.

2) Santé

Etant donné que la commune de Sabotsy Namehana est une commune à caractère de développement urbain, elle dispose de deux CSBII avec des effectifs médicaux assez limités

soit 5 médecins, 4 sages-femmes et 3 infirmiers pour assurer le service sanitaire de 59362 habitants. Ces établissements sanitaires publics sont alimentés en eau potable par le réseau de distribution existant et dotés d'infrastructures d'assainissement. Ces infrastructures publiques sont renforcées par différents établissements (un cabinet médical à Anosy Avaratra, un dispensaire catholique et du dispensaire ABC,...). Outre les maladies courantes, relevées dans la région, qui sont essentiellement des maladies infantiles, telles que la rougeole, les infections respiratoires aiguës et les infections cutanées, on recense aussi le paludisme, l'hypertension artérielle, les maladies respiratoires et les parasitoses intestinales ainsi que la diarrhée. Toutefois, avec 21 bacs à ordures, deux WC et une douche publics, la commune reflète un bon système d'assainissement.

2.3-Voies de communication

- Sabotsy Namehana située à une distance de 120Km d'Antananarivo est accessible par voie routière toute l'année par la route nationale RN 3.
- Les routes qui relient les Fokontany entre eux sont en majorité goudronnées et en mauvais état. L'accessibilité est assurée par les lignes H qui sillonnent les trois grands axes de la commune dont Ambatofotsy, Anosy et Namehana depuis Andravoahangy près du Lycée St Antoine. La dégradation de la chaussée communale est générale par manque d'entretien et en l'absence de réseau d'assainissement.
- La ville est interconnectée avec le réseau électrique de la JIRAMA. Les lignes téléphoniques profitent à plus de 50 abonnés et la commune dispose d'une agence postale.

2.4-Les infrastructures hydroagricoles existantes

Dans la commune, un barrage sert à l'irrigation des périmètres hydroagricoles avoisinants.

- Il se trouve à Andoharano, les caractéristiques sont :
 - longueur du barrage = 30 mètres ;
 - largeur en crête = 0,50 mètre ;
 - hauteur (sans la fondation) = 1,50 mètres ;

2.5-Végétation

Les versants sont sujets à une forte exploitation agricole : les paysans font des cultures de spéculations comme : les cultures des maniocs, des maïs, des haricots, des patates douces, des tarots,.... Il y a peu de végétation ce qui favorise un ruissellement important dû à une faible infiltration dans les sols.

Dans les bas-fonds par contre c'est la culture de riz qui domine.

Chapitre 3-Etat des lieux et diagnostic du périmètre

Cette partie de l'étude vise à établir un état des lieux en faisant ressortir les principaux problèmes et contraintes identifiés. L'inventaire sommaire des ressources en eau sera suivi de l'évaluation des modes d'exploitation agricole ainsi que l'utilisation de l'eau à cet effet.

3.1-Evaluation sommaire des ressources en eau disponibles

Cette évaluation sommaire des ressources a pour objet d'inventorier les ressources exploitables de la zone d'étude ainsi que leurs caractéristiques. Ceci afin de déterminer leur disponibilité par rapport aux surfaces agricoles déjà exploitées et à leur exploitation optimale. Il faut ici noter que l'objet de la GIRE (dans notre cas) est axé à des fins agricoles. Les ressources en eau se présentent sous forme d'eau de surface et d'eau souterraine. Ayant chacun leur potentiel, ces ressources dépendront des caractéristiques physiques de leur environnement.

3.1.1-Eaux de surface

Le périmètre est alimenté par deux sources en eaux de surface. Le premier est l'eau venant de la Mamba dévié dans le canal primaire au niveau du barrage de Sabotsy Namehana et l'autre l'eau canalisé dans le canal GR venant du barrage de Tanjombato qui ne concerne que la partie dédiée au Vary Aloha ne faisant pas partie de notre étude.



Figure n° 7 : Canal primaire

3.1.2-Eaux souterraines

De par sa situation géographique à proximité de la rivière Mamba, la plaine de Namehana dispose d'une importante réserve en eau souterraine. Le niveau de l'eau dans la zone inondable tarde à descendre après la saison de pluie et le niveau statique de la nappe se situe à moins d'un à deux mètres dans la partie basse même en saison sèche. Des creusements de simples « dobo » ou des bassins aménagés permettent ainsi aux paysans d'avoir une réserve d'eau pour l'irrigation des cultures maraichères.

3.2-Situation de l'exploitation agricole

3.2.1-Propriétés foncières et mode de faire valoir

La propriété foncière et le mode de faire valoir sont des éléments clés pour les agriculteurs. Ils constituent assez souvent des sources de conflits entre eux.

3.2.1.1-Propriétés des terres

Une partie des ménages de la zone sont propriétaires terriens. Cela peut être une rizière ; un champ de culture ; un terrain aménageable.

Quelques exploitants sont des locataires qui sont de deux catégories :

- Ceux qui ne possèdent pas de terrain,
- Ceux qui possèdent du terrain mais qui ont besoin de surface supplémentaire pour satisfaire des besoins.

3.2.1.2-Mode de faire valoir des terres

a- Mode de faire valoir direct

La majorité des propriétaires mettent en valeur eux-mêmes leur terre. Il faut remarquer que cette situation nécessite une mobilisation massive en main d'œuvre, rémunérée entre Ar 3000 et Ar 4000 la journée selon le type de travail et le contexte.

La mode de rémunération s'effectue suivant les contrats de travail ou suivant les saisons agricoles :

- Travailleur fixe : la personne est « réservée » pour une certaine durée. L'employeur a l'obligation de lui fournir une paie d'Ar 3500 à Ar3500 par jour.
- Travailleur non fixe : Ar 3000 par jour.
- Travail en période de récolte : Ar 3500 par jour, voire plus en contexte

« perturbé » : comme l'annonce d'un cyclone qui va toucher Madagascar par exemple ou en situation d'urgence.

- Travail en périodes de repiquage : Ar 3500.

- Travail « miavo-ketsa » : Ar 3500.

Ces prix sont ceux d'une seule personne qui pour une rizière correspond au salaire du travail sur une surface de 1 are ou « ketsan-drery ».

b- Mode de faire valoir indirect

Parmi les options possibles, on a :

- La location de terre : dont le tarif est de Ar 20 000 pour une surface de 1 are (ketsan-drery) pour la culture du riz contre saison « Vary Aloha » et Ar 30000 pour le « Vary Vakiambiaty ».
- Le partage des récoltes avec une proportion soit de 1/3 pour le propriétaire avec lequel l'exploitant supporte toutes les charges relatives. Soit un partage à moitié de la récolte avec la charge supportée à moitié-moitié.
- Le mode de la « terre gratuite » concernant généralement les propriétaires en dehors de la commune. Deux cas peuvent alors se présenter : premièrement, le propriétaire confie sa terre à un parent ou à une proche pour éviter que celle-ci reste en jachère ou exploitée illégalement par autrui.

3.2-2 Pratiques culturelles

3.2.2.1 Pratique culturelle

Les principales cultures sont le riz de première saison ou Vary Aloha (Août-Janvier) et de culture de riz de deuxième saison ou Vary Vakiambiaty (Novembre-Mai).

Néanmoins il existe des ilots de terrains où les agriculteurs font du maraîchage toute l'année, certains font des cultures maraîchères et de Ray grass sur les rizières en hors saison.

Ce maraîchage sur rizière dure de Mars à Septembre selon la disponibilité des rizières.

Les variétés cultivées sont assez vastes. On peut constater des cultures de carotte, de chou, de haricots, de Ray grass, ...



Figure n° 8 : Plantation de Ray grass

Dans la globalité seule une fraction de paysans pratique la culture de contre saison.

La proportion d'agriculteur pratiquant la culture de riz de première saison est inférieure à celui pratiquant le riz de deuxième saison. Cela vient du fait que la maîtrise de l'eau n'est pas effective car en étiage l'eau du canal primaire n'arrive pas à satisfaire l'irrigation à cause du mauvais état des installations. Ainsi, les agriculteurs préfèrent la culture pluviale.

Par contre les zones irriguées par le canal GR sont plus défini pour le « Vary Aloha ».

Cela vient du fait qu'en saison de pluie les parties plus en aval sont inondées irriguées par le canal GR se trouvant sous plus que 80cm d'eau et ne permettant pas la culture du « Vary Aloha ».

a. Utilisation de l'eau

Les besoins en eau dépendent du type de culture pratiqué et de la période et calendrier cultural de la plantation.

Outre les rizières de Namehana, la culture est surtout pluviale. Néanmoins les cultures maraichères disposent de ressources en eau en exploitant l'eau souterraine par le biais des bassins ou « Dobo » ou en puisant directement dans le canal primaire. Les cultivateurs creusent des bassins au niveau même des champs de culture. L'eau y est puisée manuellement avec des arrosoirs.

Ces bassins sont le plus souvent collectifs, ce qui crée des situations difficiles pendant les mois les plus secs. En effet, certains bassins peuvent assurer l'approvisionnement en eau pendant 12 mois mais généralement aux mois de septembre à novembre certains bassins sont à sec, et l'eau est insuffisante. Seules Les personnes qui puisent très tôt (vers 3 à 4 h du matin) peuvent avoir de l'eau avant que le bassin ne se tarisse.

Les caractéristiques de ces « Dobo » varient suivant leur zone de localisation par rapport au cours d'eau, ceux proches des cours d'eau ont un Niveau statique assez élevé par rapport à d'autre.



Figure n° 9 : Eau d'irrigation des légumes

b. Technique culturale

Globalement les techniques traditionnelles en matière de riziculture, ont été déjà abandonnées. Néanmoins toute nouvelle technique liée à l'eau (SRI, SRA) est difficilement applicable car la maîtrise de l'eau est assez aléatoire. Cependant, quelques exploitants adoptent la pratique des nouvelles techniques comme ceux d'Atsimon'i Namehana par exemple. En parlant de technique culturale, l'utilisation d'engrais, de semence améliorée et d'autres produits chimiques seront développés ci-dessus.

Le taux d'utilisation moyen d'engrais est de 40 à 50% pour le riz et la culture maraichère. Selon les enquêtes auprès des cultivateurs, les utilisateurs d'engrais ont diminué à cause de l'augmentation du prix des intrants en général. Si en 2008 le kilo du NPK s'achetait entre Ar1 000 et Ar 1 500, lors de l'enquête le prix minimum était de Ar 2 500. Non seulement le nombre d'utilisateurs a diminué mais pour ceux qui l'utilisent, les quantités ont aussi diminué. Or si on prend le chou, si on n'utilise pas d'engrais, les agriculteurs savent pertinemment que ce n'est pas la peine de le cultiver car il ne sera pas commercialisable. Et le fumier n'est pas une alternative non plus car le contenu d'une charrette à bœuf s'achète à partir de Ar 25 000 à Ar30 000. D'après l'enquête fait auprès du responsable du développement

rural de la commune rurale de Sabotsy Namehana, pour 1ha de rizière on a besoins de 30kg de semence, 1500kg de fumiez de Zébu ou zezi-pahitra, 150kg d'Urée et 150 kg de DAP.

c. Mode de production

Généralement le mode de production n'est pas mécanisé. Néanmoins l'utilisation d'outils couplés avec les zébus est constatée pour le travail de la rizière (labour).

Pour le riz, l'utilisation de batteuse manuelle mécanisée est assez courante. Elle permet un travail plus rapide. Pour les autres cultures, c'est un mode de production purement manuel.

Lorsqu'on parle de production manuelle, cela s'entend par utilisation d'outils nécessitant de la force humaine.

3.2.3-Principales cultures et productions agricoles

Selon l'enquête, il s'avère que parmi la liste des cultures rencontrées sur la plaine de Namehana, les trois cultures suivantes sont les principales pratiquées dans la commune :

a. Riz :

Pour le riz, la production totale sur les 500 ha cultivées en Vary Vakiambiaty au niveau de la Commune s'élevé à 1 350 tonnes, soit un rendement moyen de 2,7 tonnes/ha, valeur assez proche du rendement moyen du riz dans les hauteurs centrales. Cette valeur a été donné par un responsable de la commune, mais d'après les personnes rencontrés, une rizière de 10 ares (Ketsam-polo, Ketsan-drery=1are) produit 275 kg de riz.

Le calendrier cultural du riz Vakiambiaty se présent comme suit :

Tableau 8 : Calendrier cultural Vakiambiaty :

Calendrier cultural :	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N
Préparation de la parcelle													
Semis du riz													
Récolte du riz													
Riz de décrue													

Pour le Vary Aloha qui concentre à peu près 425ha de terre sur toute la commune, le rendement global est de 2,7 tonnes/ha.

Les principaux Fokontany producteur de riz sont : Namehana, Andalan'omby, Ambohibary ; ces Fokontany présentent les taux les plus élevés en surface rizicole.

Selon les personnes enquêtées, le rendement moyen de 2,7 tonnes/ha pourrait être encore meilleur si les agriculteurs prennent le soin d'appliquer la quantité d'engrais adéquate et surtout s'il y a une maîtrise plus laborieuse de l'eau.



Figure n° 10 : Rizière

b. Culture maraichère (Chou, haricot, ...)

La superficie cultivée en chou et haricot ou autres cultures maraichères est moindre que celle du riz. La production agricole n'est pas variée et l'économie des paysans dépend trop du riz dont la production est devenue très aléatoire ces 10 dernières années.

Malheureusement, le cout élevé des intrants pour la culture maraichère limite les agriculteurs.



Figure n° 11 : Parcelle de chou

c. Ray grass

La culture de Ray grass est moyennement répandue au niveau du périmètre. Cependant, lors de nos descentes sur terrain, on a pu constater plusieurs parcelles cultivées en Ray grass.

D'après les paysans enquêtés, le semis des grains commence à partir de mois d'avril. La période de plantation s'étend jusqu'au semis du riz de première saison ou « Vary Aloha » pour certains et pour les autres qui ne font pas du « Vary Aloha » jusqu'au repiquage du Vary Vakiambiaty. L'irrigation (arrosage) est faite de manière traditionnelle, la plupart est faite en rigole.

Pour une parcelle de 4mx20m, les paysans utilisent 500g de semence, 0,5Kg d'Urée et un peu moins de la moitié d'une charrette d'engrais de « Zezi-pahitra ».

On peut effectuer jusqu'à 7 ou 8 coupes sur une même culture selon la disponibilité du terrain. Cette plante fourragère est très bonne en rendement et présente des aspects économiques intéressants puisque le prix d'une coupe sur une parcelle de 4mx20m est d'AR 27000, et le sac de fourrage vaut Ar 4000.



Figure n° 12 : Parcelle de Ray grass en pleine coupe

3.2.4-Contraintes et opportunités de mise en valeur

Le tableau suivant récapitule les contraintes et les opportunités de mise en valeur de l'agriculture dans la zone:

Tableau 9 : Contraintes et menaces, potentialités et opportunités de mise en valeur de l'agriculture

Critère	Contraintes et menace	Potentialité et opportunité
Connaissance et savoir faire des exploitants	Les paysans ne connaissent encore que l'agriculture traditionnelle faible en rendement	-Plusieurs exploitants ayant suivi l'éducation de base, voire plus. -La technique agricole commence à s'améliorer
Eau et irrigation	-Enormément d'eau au moment intempestif	-Irrigation possible à gérer -Ressources en eau disponible

	<ul style="list-style-type: none"> -Non maîtrise de l'eau due à la mauvaise gestion et l'état des infrastructures comme la présence des prises sauvages -Existence des ensablements dans les canaux d'irrigation -Menace permanente d'inondation à cause du risque de rupture des digues de la Mamba (exemple : digue de Zaivola en 2015) 	
Structures d'encadrement	-Inexistence de renforcement de capacité organisationnelle et technique des paysans pour une meilleure technique de productions et de gestion de l'infrastructure	-La branche développement rural de la commune apporte son aide à la population bien qu'elle soit insuffisante
Commercialisation	<ul style="list-style-type: none"> -Inexistence d'une organisation des producteurs pour l'écoulement des produits -Manque d'infrastructure de stockage 	<ul style="list-style-type: none"> -Existence du marché de Sabotsy -Proximité avec la ville d'Antananarivo
Intrants et matériels agricoles	<ul style="list-style-type: none"> -Faiblesse du pouvoir d'achat des paysans empêchant l'acquisition des matériels agricoles adéquats comme le charrue, la herse, la sarceuse et des intrants agricoles nécessaires comme les engrais ou encore des semences sélectionnées -Absence de mécanisation 	<ul style="list-style-type: none"> -Les matériels agricoles sont de plus en plus nombreux et variés -La pratique culturale tend de plus en plus vers la modernité -Possible mécanisation dans le futur.

3.3-Diagnostic des infrastructures

Ce diagnostic vise à mettre en exergue les faiblesses et les potentialités du périmètre. La superficie totale du périmètre de Namehana est de 450 ha au total. Pour notre étude seuls 234 ha seront considérés. Ce périmètre de 234 ha étant irrigué par la prise en amont du barrage d'Andoharano.

Les Fokontany d'Ambohinaorina, Andrefantsena, Andalan'omby, Namehana, Manarintsoa et Ambohibary sont les seuls concernés par ce périmètre.

3.3.1-Les installations existantes

Les ouvrages existants dans le périmètre sont :

- ✓ Barrage d'Andoharano sur la Mamba

Le barrage d'Andoharano est un barrage de dérivation muni de prise sur sa rive droite. Ce barrage est encore fonctionnel et en bon état.



Figure n° 13 : Barrage d'Andoharano

- ✓ Prise Principale sur la Pive Droite de la Mamba (PPRD)

La prise fonctionne en orifice noyé et est fonctionnel



Figure n° 14 : Prise Principale sur la Mamba

- ✓ Canal principal
- ✓ Quatre (4) prises en Buse Béton diamètre 200 munies de vannes métalliques sur le canal primaire



Figure n° 15 : Type de Prise parcellaire rencontré avec vanne métallique

- ✓ Prises sauvages le long du canal,

Ce sont des piquages faits sur le canal primaire, les paysans font ensuite des dérivations avec des mottes de terre présent à même des digues du canal.



● **Figure n° 16 : Prise sauvage**

- Le canal GR

3.3.2-Etat général du périmètre

Il est à noter que le canal Primaire joue à la fois le rôle de drainage et d'irrigateur. La pente d'origine des parcelles va de l'Est à l'Ouest du périmètre c'est-à-dire suivant la pente du canal primaire.

Un ancien canal de drainage existait mais il a été démonté par les paysans. Le drainage se passe comme suit : l'eau passe de parcelle en parcelle et sera ensuite collectée et rendue au canal Primaire plus en aval grâce à des buses en bétons.

On a aussi constaté que le canal primaire est en très mauvais état, Il y a des brèches le long du canal ce qui fait qu'en période de crue l'eau déborde en certaines zones et détruit les cultures. Ce canal se termine au sein du périmètre même en aval et sera ensuite drainé par un canal longeant le canal GR.

Le canal GR n'irrigue pas notre zone d'étude, il irrigue des rizières dédiées à la culture du Vary Aloha sur la partie plus en aval de notre zone. Cela est dû au fait que cette zone plus en aval est basse et donc plus propice au riz de première saison ou « Vary Aloha » que le « Vary Vakiambiaty ».

Une partie des digues du canal primaire est complètement détruite et d'autres sont érodés ou présentent des brèches conséquents causées par les piquages pour les prises sauvages. Le canal nécessite un curage en certains endroits. Dans la partie aval 4 canaux secondaires doivent aussi être curés et munis de prise éventuellement.



Figure n° 17 : Etats de la Digue

Sur cette image, on peut voir une brèche sur la digue de la rive droite, c'est un piquage pour faire office de prise. Sur la rive gauche la digue a été complètement aplatie par les usagers.

D'autre part, des constructions illicites sont observées sur zone, on a observé des constructions de maison sur les digues, ce qui n'est pas autorisé par la loi.

La figure suivante montre les portions de la digue les plus en mauvais états.

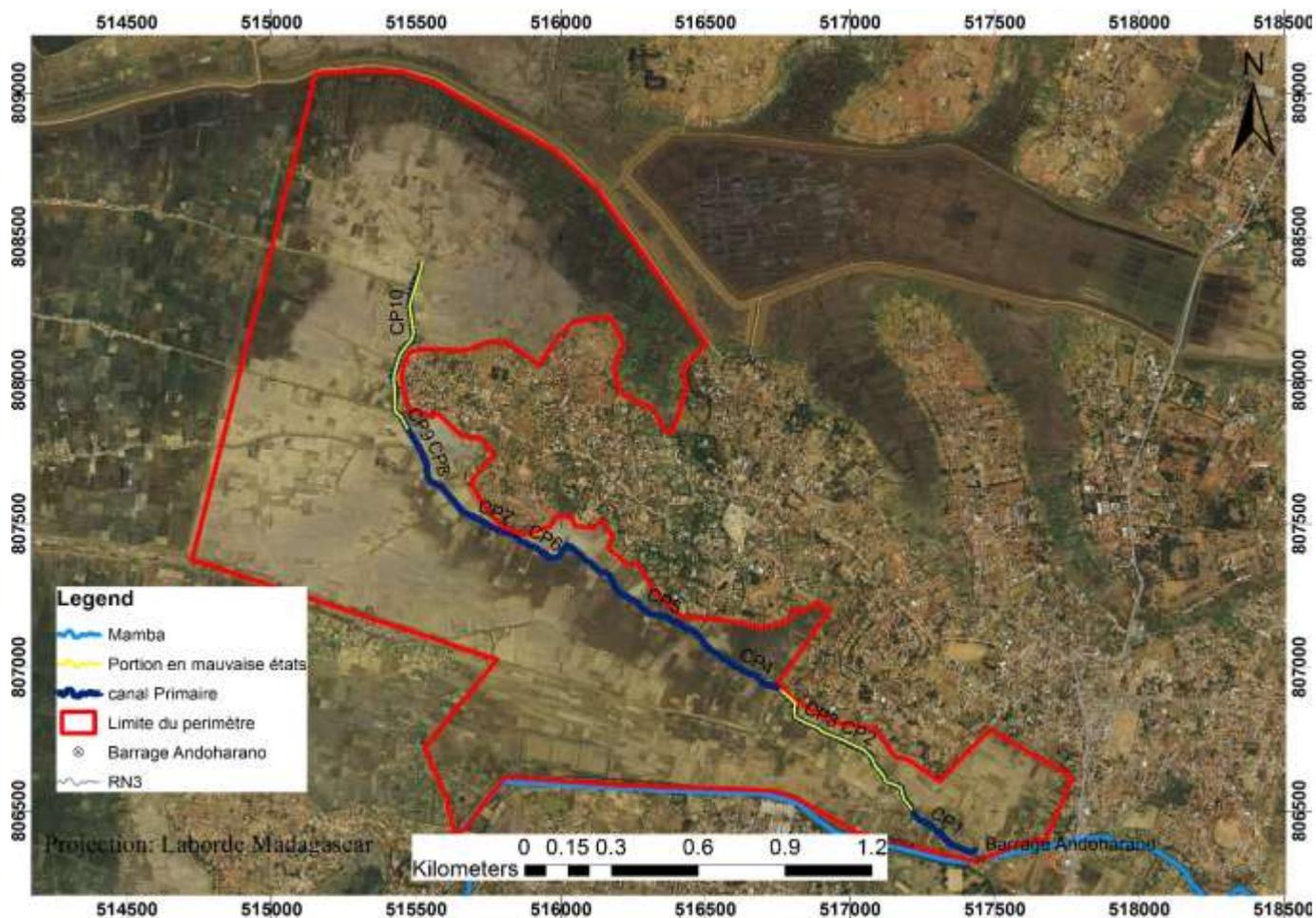


Figure n° 18 : Tronçons du canal en très mauvais états

Chapitre 4-Bilan en eau du périmètre

Afin de pouvoir établir un bilan entre les ressources d'une part, et les utilisations de l'eau d'autre part, il faut un cadre spatial auquel les décideurs et populations peuvent se référer dans leurs prise de décisions. Il faut rappeler ici que l'unité de référence de la GIRE est le bassin versant. Tout le bilan des potentialités et dysfonctionnements des bassins de la zone d'étude seront basés sur les données acquises et les documentations existantes.

4.1-Estimation des ressources en eau du périmètre

Cette estimation consiste à déterminer le volume en eau disponible en surface ainsi que la capacité lors de l'exploitation des réserves souterraines, afin d'apprécier l'importance des déficits ou des excédents d'eau par rapport aux demandes. L'apport garanti sera établi en tenant compte des caractéristiques du bassin versant de la zone et de l'analyse pluviométrique alimentant l'eau de surface et de de l'infiltration souterraine par le biais d'un bilan hydrologique.

4.1.1-Étude du bassin versant

4.1.1.1-Définition

Un bassin versant d'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 cette section appelée exutoire, tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser cet exutoire pour poursuivre leur trajet vers l'aval. Il fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et de les transformer en écoulement à l'exutoire. Les caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques du bassin ont une influence essentielle sur son comportement hydrologique.

La rivière Mamba prend sa source au Nord-Est d'Antananarivo. Elle rejoint l'Ikopa entre le pont de Mahitsy et le confluent de la Sisaony. Elle draine un bassin versant d'une superficie totale de 104Km² à l'entrée de la plaine d'Antananarivo (au pont de Sabotsy-Namehana). Le relief est dominé par des collines s'élevant jusqu'à une altitude aux environ de 1600 mètres. La rivière présente des pentes rapides et des lits relativement encaissés.

Le tracé du bassin versant de la Mamba a été réalisé avec ArcGIS 10.1. Le modèle numérique de terrain DEM a été utilisé pour modéliser la topographie pour ce bassin versant.

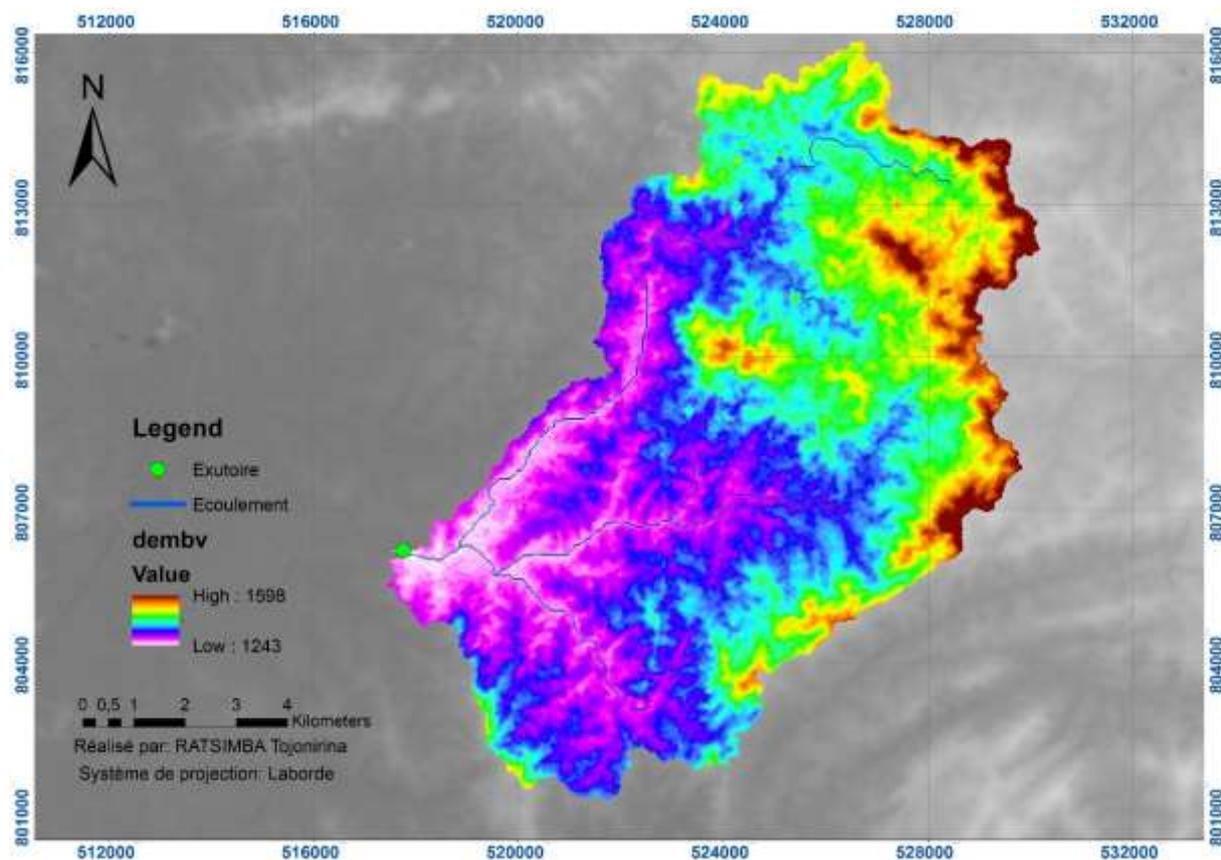


Figure n° 19 : Bassin versant de la Mamba au barrage d’Andoharano

4.1.1.2-*Caractéristiques du bassin versant*

Les caractéristiques du bassin versant correspondant sont données dans le tableau suivant :

Tableau 10 : **Caractéristiques du bassin versant**

Surface (km ²)	L (km)	Z _{max} (m)	Z _{min} (m)	Z _{moy} (m)	I (m /km)
104	19.738	1596	1270	1433	19.22

Avec :

S : superficie des BV (km²)

L : longueur le plus long cheminement hydraulique (km)

Z_{max} : Altitude maximale (m)

Z_{min} : Altitude minimale (m)

Z_{moy} : Altitude moyenne (m)

I : pente du BV (m/km)

a. Superficie du bassin versant

Cette caractéristique est obtenue après une délimitation topographique ayant pour limite les lignes de crêtes et les lignes de plus grandes pentes tout en se référant aux points côtés culminants. En principe, cette surface s'obtient par planimétrie sur le fond de plan ou sur une carte topographique.

b. Altitudes caractéristiques

Les cotes figurant sur le tableau caractéristique sont des données relatives aux cartes FTM 1/100 000 de la zone d'étude, et correspondent, par conséquent, au réseau géodésique malagasy. Pour notre cas, ils ont été tirés de la courbe hypsométrique en annexe 3 page A5, obtenu en utilisant le DEM ou Digital Elevation Model de la NASA.

c. Forme et allongement du bassin versant

Pour des BV de même surface, de même régime climatique dans une seule région, l'hydrogramme peut changer suivant la forme du bassin. Ainsi on définit l'indice de forme, admis pour représenter cette caractéristique : le « coefficient de compacité de GRAVELIUS K », exprimé par :

$$K = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec

P : Périmètre du bassin versant en Km ; et

S : Superficie du bassin versant, en Km²

Par conséquent, ce coefficient permet d'affirmer si la forme du BV a une forme allongée ($K \gg 1$) ou une forme ramassée ($K \leq 1$).

Dans notre cas :

Tableau 11 : Coefficient de GRAVELIUS

BV	K	Forme
Mamba	1.30	ramassée

d. Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est la transformation géométrique du BV du site en un rectangle de même périmètre et de même superficie. Par conséquent l'écoulement du bassin considéré a approximativement le même coefficient de Gravelius K et même répartition hypsométrique que le rectangle équivalent de même superficie.

Si l et L sont la largeur et la longueur du rectangle, P et S le périmètre et la surface du BV, alors :

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

$$l = \frac{P}{2} - L$$

Avec :

K : coefficient de compacité GRAVELIUS

Tableau 12 : Rectangle équivalent du BV

BV	L (km)	l (km)
Mamba	16.96	5.435

e. Pente du bassin versant

La pente du BV reflète son relief. Plus elle est forte, le temps de concentration sera d'autant plus faible. De ce fait, elle détermine l'importance des différentes formes d'écoulements au niveau du BV considéré, elle conditionne directement le ruissellement et l'infiltration.

Elle peut être déterminée en calculant la pente moyenne du BV :

$$I = \frac{D}{L}$$

Avec ;

- D : la dénivelée du bassin versant ;
- L : la longueur du rectangle équivalent.

La dénivelée est obtenue par l'une des relations suivantes :

- A partir des courbes hypsométriques :

$$D = 0.95(Z_5 - Z_{95})$$

Dans laquelle,

Z_5 : Altitude pouvant être dépassée par 5% de la surface du BV ;

Z_{95} : Altitude pouvant être dépassée par 95% de la surface du BV.

- A partir des altitudes maximales et minimales :

$$D = 0.95(Z_{max} - Z_{min})$$

$D = 292.03$ m.

$I = 0.017$ m/m.

f. Temps de concentration

Le temps de concentration t_c est la durée que met une goutte d'eau tombée au point le plus hydrologiquement éloigné du BV pour atteindre l'exutoire.

Les différentes études montrent que le temps de concentration varie avec :

- L'intensité de précipitation ;
- La surface du BV ;
- La pente et la forme du BV ;
- La couverture végétale.

Plusieurs sont les méthodes de calcul pour sa détermination, mais dans notre étude celle de PASSINI a été adoptée :

$$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{Sl}}{I}$$

Dans lesquelles :

S : superficie du bassin versant (km²)

l : longueur du plus long cheminement hydraulique (km)

Z_{max} : Altitude maximale (m)

Z_{min} : Altitude minimale (m)

I : pente du bassin versant (m/m)

t_c : temps de concentration (h)

t_c = 64,6h

4.1.2-Étude pluviométrique

L'objet de l'étude hydrologique dans un projet d'aménagement hydroagricole est d'estimer les apports et les débits de crue de la rivière concernée en fonction des fréquences des pluies.

Les données de base nécessaires à l'étude hydrologique sont celles qui sont fournies aux diverses stations pluviométriques. Pour ce faire, on est amené à se référer à celles qui sont les plus proches et ayant une série de données largement exploitables.

De sa position géographique, on est contraint d'utiliser les données prélevées de la station d'Antananarivo.

4.1.2.1-Ajustement statistique

La méthode statistique est utilisée, pour l'étude des apports ou pour l'étude des crues, puisque de longue série de données, au minimum une vingtaine d'années d'observations, sont répertoriés sur ces stations pluviométriques. Les types de données relevées des stations sont, soit les pluviométries mensuelles interannuelles (estimation des apports), soit des pluviométries journalières interannuelles (estimation des crues). Elles seront exploitées pour déterminer les pluies de différentes fréquences (5, 10 ans) par ajustement suivant les lois de distribution :

- La loi de GAUSS ou loi normale pour la détermination des pluies moyennes mensuelles de fréquence quinquennale sèche utilisées pour l'estimation des apports,

- La loi de GUMBEL pour la détermination de la pluie maximale journalière de fréquence décennale pour l'estimation des crues.

a. Loi de Gauss ou loi normale

La loi de Gauss est utilisée pour l'ajustement des valeurs des pluviométries moyennes mensuelles ou des débits moyens mensuels.

On considère comme variable X la pluie P ou le débit Q.

Si on prend comme variable la pluie P, la fonction de répartition a pour expression :

$$f(P) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int^u \exp\left(\frac{-u^2}{2}\right) du$$

La variable réduite est :

$$u = (P - P_{moy})/\sigma$$

Avec :

P_{moy} : Moyenne arithmétique de la série des pluies.

σ : écart-type de la série des pluies.

Les pluies moyennes annuelles quinquennales et décennales sèches en (mm), sur la station d'Antananarivo sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Pluies quinquennales et décennales sèches

Station	P5s (mm)	P10s (mm)
Antananarivo	1049,47	940,92

b. Loi de Gumbel

Elle est aussi appelée loi doublement exponentielle ou encore loi des valeurs extrêmes. Pour le débit maximal, la loi est définie par la fonction de non dépassement notée F (P) telle que :

$$f(P) = e^{-e^{-u}}$$

La variable réduite u de cette fonction a pour expression :

$$u(F) = -\ln[-\ln(F)]$$

Selon Gumbel, les pluies maximales des différentes fréquences sont données par :

$$P_F = P_0 + a_g * u(F)$$

Où

$$P_0 = P_{moy} - 0,45\sigma$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne maximale journalière

σ : Ecart type

P_F : Pluies des différentes fréquences ;

P_O : Variable de position ;

a_G : Gradex ;

F : fréquence de non dépassement telle que $F = 1 - \frac{1}{T}$ étant la période de retour.

Après calcul :

$$P_{moy} = 69,98 \text{ mm}$$

$$\sigma = 19,94 \text{ mm}$$

$$P_0 = 61,00 \text{ m}$$

Tableau 14 : Valeur de la variable réduite u

T	u
5	1.5
10	2.25
50	3.902

Les pluies maximales journalières de différent période de retour sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Pluies maximales journalières

Station	P5h (mm)	P10h (mm)	P50h (mm)
Antananarivo	84,34	96	121.7

4.1 3-Apport garanti

L'apport garanti représente la totalité des apports disponibles et exploitables des différents types de ressources en eau évaluées dans la commune.

4-1-3-1-Estimation des débits des eaux de surfaces

L'apport représente pour un bassin versant la quantité moyenne de débit passant dans la rivière et dépendant de la pluviométrie tombée au sein du bassin lui-même. La pluviométrie de fréquence quinquennale sèche est utilisée pour estimer l'apport. Il existe deux méthodes pour le calcul, celle de « CTGREF » et « des Stations de Référence ». Mais vu que nous n'avons pas des données suffisantes, seule la méthode CTGREF est utilisée.

Méthode empirique de CTEGREF

C'est la méthode la plus courante en termes de détermination d'apport et elle est basée sur l'application de la Formule établie par le Centre du génie Rural et des Eaux et Forêts d'ANTONY – Paris.

Elle est exprimée sous la forme :

$$Q_F = \left(\frac{S}{31.5}\right) \times \left(\frac{P_F}{B}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$$

Dans laquelle :

Q_F = apports annuels de période de retour T (l/s)

P_F = pluie annuelle pour la même période de retour T (mm)

S = superficie du bassin versant (km²)

Z_m = altitude moyenne du bassin versant (m)

B = paramètre régionalisé

Le paramètre régionalisé B dépend des rivières concernées ou tout simplement des rivières périphériques. Ce paramètre est égal à 50 pour le cas de la Mamba. Après calcul, on a

$$Q_{5S} = 1304,6 \text{ l/s}$$

Les apports moyens mensuels sont affectés du coefficient de répartition mensuelle d'ALDEGHERI dépendant de la situation géographique du périmètre. Dans notre cas le coefficient est pris pour R1, caractéristique des hautes terres centrales et exprimé en (%).

$$Q_{m(5s)} = \frac{Q_{5S} \times 12 \times R_M}{100}$$

$Q_{m(5s)}$: apport mensuel quinquennal sec du mois considéré en (l/s)

Q_{5s} : apport annuel sec du bassin versant considéré en (l/s)

R_M : coefficient de répartition d'ALDEGHERI

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant et exprimés en (l/s):

Tableau 16 : Apport mensuel quinquennal Sec

Année	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année (l/s)
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9	100
Mamb a	264 5	2 614	267 7	151 9	892, 4	641, 9	579, 2	532, 3	407	375, 7	751, 5	201 9	1304,6

4-1-3-2-Estimation des débits et réserves en eaux souterraines

L'importance de cet apport souterrain dépend de la structure et de la géologie du sous-sol ainsi que du volume d'eau infiltré pendant les saisons pluvieuses.

L'estimation la capacité ou réserve souterraine relève de la détermination du volume de l'aquifère pouvant emmagasiner l'eau infiltrée et ensuite du volume d'eau dans la nappe réellement exploitable.

Le débit de renouvellement de la nappe sera parallèlement évalué, en fonction de la proportion de la pluie qui s'est infiltrée. L'infiltration est le principal facteur dans l'alimentation de la nappe, elle peut être déterminée par l'application du bilan de THORNTHWAITE.

a-Bilan hydrologique (selon Thornthwaite)

La précipitation, l'infiltration, l'évapotranspiration et l'écoulement des eaux ont un impact direct sur la disponibilité des ressources en eau pour les utilisateurs dans un bassin versant donné, d'où il est relativement facile d'en établir un bilan hydrologique. Ce bilan hydrologique de Thornthwaite présente l'équilibre suivant :

$$P = R + I + ETR \pm \Delta S$$

Avec :

- P : précipitation moyenne quinquennale sèche annuelle tombée dans le BV estimée à 1354 (mm) pour Antananarivo, Valeur que nous allons prendre.

- R : ruissellement, c'est la quantité d'eau ruisselée à partir de la hauteur moyenne de pluie tombée dans le BV, elle représente la fraction des précipitations qui a échappé à l'infiltration dans le BV, et s'exprime par la formule suivante : $R = C \times P$,

CR : c'est coefficient de ruissellement qui dépend de la couverture végétale et la pente du BV., on prend $C=0,30$

$\pm \Delta$: Variation du stock d'eau du sol

- Thornthwaite calcule les valeurs mensuelles de l'évapotranspiration potentielle (ETP) en (mm). Il calcule d'abord ce que l'on appelle l'ETPnc : évapotranspiration potentielle non corrigée par la formule :

$$E = 1.6 \left(\frac{10 \times t}{I_t} \right)^\alpha$$

Dans laquelle :

E = ETPnc en (cm/jour)

T : température moyenne mensuelle [°C]

I_t : Indice thermique annuel exprimé par la formule suivante : $I_t = \sum_0^{12} i$

i : indice thermique mensuel égal à $i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1.514}$

α : Paramètre fonction de l'indice thermique mensuel, $\alpha = 0,016I_t + 0,5$

Il obtient ensuite l'ETP corrigé en (mm) pour chaque mois par la relation :

$$ETP = \text{coeff de correction} \times ETPnc$$

ETPnc : est exprimée en (mm/mois)

Le coefficient de correction est donné par une table.

On obtient une ETP de : 2,2 mm/j.

Et la valeur de l'ETP mensuelle est de $(2.2\text{mm} \times 30\text{j}) = 66 \text{ mm/ mois}$.

En utilisant des tables pour obtenir des valeurs du stock du sol, et en calculant les variations de ce stock, il estime ETR (évapotranspiration réelle) en utilisant ces valeurs de variations de stock (ΔS) et de P-ETP.

Tableau 17 : Evapotranspiration Réelle selon Thornthwaite

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
ETR	84,7	75,1	78,5	64,1	40,8	24,8	18,7	17,9	20,9	52,3	78,5	85,2	641,5

La valeur de l'ETR annuelle est de : $ETR = 641,5 \text{ (mm)}$

- I : précipitation infiltrée dans la nappe exprimé en mm ; cette quantité d'eau infiltrée s'obtiendra à partir du bilan hydrologique :

$$I \pm \Delta s = P - (R + E)$$

$$I = 204,5$$

b-Volume emmagasiné

Ce volume correspond au volume d'eau emmagasinée dans la nappe qui représente 40% du volume total de l'aquifère. Ce volume total dépend toutefois de la structure géologique et hydrogéologique de la région considérée. La commune en question se trouve dans une formation métamorphique ayant subi de l'altération, présente la coupe hydrogéologique suivante :

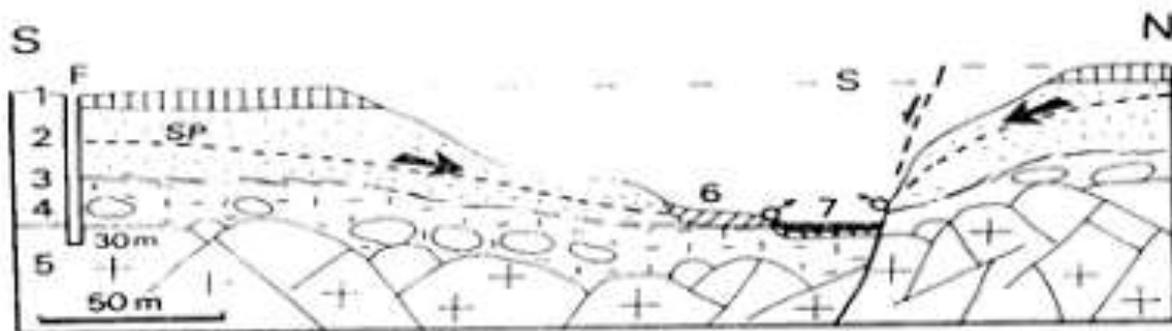


Figure n° 20 : Coupe hydrogéologique typique de la région

De ce profil, l'épaisseur de la nappe peut être déduite à 25 m en moyenne.

Ce qui donne :

$$V_{em} = S \times e \times P_{tot}$$

Avec :

V_{em} : volume d'emménagement en (m³) ;

S : surface de la région d'alimentation (m²) est égale à la surface totale du périmètre;

e : épaisseur moyenne de la nappe (m) ;

P_{tot} : Porosité totale prise à 40 (%)

Tableau 18 : Volume approximatif en eau souterraines

S (m ²)	e (m)	Ptot %	V (m ³)
1040000	10	40	624000

c-Volume exploitable souterrain

Mais le volume disponible et réellement exploitable dépend de la porosité efficace qu'offre les caractères physiques du sous-sol.

La porosité efficace des nappes d'altération est de 10%.

Par la même relation, le volume exploitable est

$$V_e = S_{BV} \times e \times P_{eff}$$

Avec :

S : surface de la région d'alimentation en (m²), est égale à la surface totale de la commune

P_{eff} : porosité efficace correspondant à la nature géologique du sous-sol, pris à 10%.

e : l'épaisseur moyenne de la nappe en (m),

Tableau 19 : Volume approximatif exploitable en eau souterraines

S (m ²)	e (m)	Peff %	V (m ³)
1040000	10	10	104 000 000

4-1-3-3-Récapitulation

En résumé, les apports garantis de la commune résultent des apports totaux de la ressource en eau de surface et de celle de la ressource souterraine. Ces apports sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Récapitulation des ressources en eau

Types de ressource	Apport (10 ³ m ³ /an)
Rivière Mamba	41 141.86
Nappe d'eau souterraine	104000
Total	145141.86

4.2-Calcul des besoins en eau du périmètre

Les besoins en eau représentent les demandes en eau des différents usagers agissant dans la commune. En se basant au concept GIRE, ayant pour objet la mise en place d'une gestion adéquate et durable de l'eau, il est primordial de valoriser tous les secteurs d'activités ayant accès à l'eau.

Comme il a été mentionné auparavant, l'agriculture occupe la majeure partie des activités de la population, les besoins en eau de la culture figureront donc dans cette partie. Ensuite viennent les besoins de la population et de l'élevage.

Il est donc nécessaire de définir les cultures entrant en jeu dans notre étude.

4.2.1-Besoin en eau des cultures

Les besoins en eau des plantes correspondent aux quantités d'eau perdues par ces plantes, par le processus d'évapotranspiration (évaporation et transpiration des plantes), qui ne sont pas comblées par la pluie.

Les besoins en eau d'une culture sont définis comme étant la hauteur d'eau nécessaire pour satisfaire les besoins de culture tout en tenant compte de l'eau perdue par évapotranspiration. Différentes méthodes sont utilisées pour évaluer ces besoins en eau, mais dans cette étude on choisit le logiciel CROPWAT. C'est un programme informatique mis au point au sein de l'Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture (FAO) par Martin Smith pour calculer les besoins en eau propres à l'irrigation sur la base des données climatiques.

Les étapes suivies par le CROPWAT présentent la détermination de :

- L'Eto
- La pluie efficace
- Les besoins en eau de la culture

4.2.2.1-Evapotranspiration potentielle Etp ou Eto

ETo : représente l'évapotranspiration standard définie par Penman (1956) comme étant la quantité d'eau transpirée par unité de temps par une végétation courte et verdoyante, recouvrant complètement le sol, de hauteur uniforme et qui ne manque jamais d'eau. Elle se calcule à partir de la formule de Penman-Monteith et des données climatiques de la région.

Kc : correspond au coefficient cultural, fonction du type de culture et de son état végétatif. Il dépend du type et de la phénologie des plantes considérés (phase de croissance, phase de développement, phase de l'initiation et phase de maturité, etc.).

Les données climatiques (moyennes mensuelles) à fournir pour déterminer l'Evapotranspiration sont reprises ci-dessous:

- Tm : températures moyenne, exprimées en °C.
- HRm : humidités de l'air moyen, exprimées en %.
- Vm : vitesses du vent moyen, exprimées en m/s.
- Pa : pression de l'air, exprimée en kPa.
- P : précipitations exprimées en mm.
- N : nombre de jours de précipitation par mois
- Insol. : durée d'insolation, exprimée en heure.
- Eto : évapotranspiration de référence calculée par la méthode de- Penmann-Montheih, exprimée en mm/jour.

Les détails sont montrés dans l'annexe.

4.2.2.2-Pluie Efficace

La pluie efficace, P_{eff} , représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde. Souvent à 80% de la pluviométrie enregistrée.

Les valeurs sont exprimées dans l'annexe 2

4.2.2.3-Besoin en eau des principales cultures

Voici les besoins par culture :

- le Riz : on a deux sortes de culture de riz :

- ✓ le Riz de première saison (riz 1) ou « Vary Aloha » ayant 70ha sur le périmètre de Namehana, repiqué en Aout.
- ✓ Et le riz de deuxième saison (riz 2) « Vary Vakiambiaty » ayant 200 ha des périmètres rizières.

- le maraichage (chou et haricot) cultivé sur 15(chou) Ha.

-le Ray grass sur 15ha

Il ne faut pas oublier les cultures en amont de notre périmètre, on prendra comme hypothèse qu'il y a 250 ha de riz en amont.

Leurs besoins respectifs sont précédemment calculés par CROPWAT, et sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Récapitulation des besoins en eau de l'agriculture

Agriculture	Volume en 10³(m3/an)
Riz	2 100
Maraichages	47
Total	2147

4.2.2-Besoin en eau de la population

L'utilisation domestique des ressources caractérise en général les besoins en eau de la population. Les principaux besoins sont directement liés à l'eau de consommation humaine : boisson et cuisine, que les habitants puisent des bornes fontaines ou des puits traditionnels. A ceci s'ajoute les divers lavages : ustensiles ; linges et toilette, qui se font pratiquement le long des petits cours d'eau. Les besoins des institutions ainsi que d'autre centre social sont estimés à 5% des besoins propres de la population. L'évaluation quantitative se base sur l'effectif total de la population à desservir et le débit unitaire par population fixé par le manuel de procédure à 90l/j/habitant en milieu Urbain en considérant les pertes.

Tableau 22 : Besoin en eau de la population

Population	Besoins en eau journaliers/habitant l/jr/habitant	Besoins total 10³m3
78995	90	2600

4.2.3-Besoin en eau de l'élevage

Les besoins en eau de l'élevage relève de sa consommation journalière recueillie pendant les enquêtes auprès des éleveurs. Le tableau suivant correspond au besoin annuel des bétails.

Tableau 23 : Besoin en eau de l'élevage

Elevage	Besoin en eau (m ³ /an)
Bovin	13 687,5
Porcin	6 424
Avicole	323,9
Total	20 435,4

4.2.4-Besoin en eau total

Le besoin en eau total constitue la somme de tous les besoins en eau de tous les usagers de l'eau. Cette totalité est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Bilan en eau de la commune

Utilisateurs	Besoins en eau 10 ³ m ³ /an
Population	2600
Agriculture	2147
Elevage	21
Total	2741

4.3-Bilan en eau

Le bilan en eau de la commune est dressé suivant la confrontation des ressources en eau disponibles aux besoins en eau. D'une manière générale, ce bilan est largement excédentaire comme le montre le tableau suivant.

Tableau 25 : Bilan en eau de la commune

Apports disponibles en eau (10 ³ m ³ /an)			Demandes en eau (10 ³ m ³ /an)	
Eaux de surfaces	Rivière Mamba	41142	Population	2600
			Agriculture	2147
Eau souterraine	Nappe souterraine	104000	Elevage	21
Total		145142	Total	4159
Ecart			140983	

Ce bilan est largement excédentaire, ce qui met en évidence la grande capacité et disponibilité en eau dans la commune. Et si l'on se réfère à la part de l'apport souterrain qui atteint largement

les 90 %, il en découle que l'exploitation souterraine serait un atout et une perspective très favorable dans l'avenir de l'agriculture, avec des modes d'exploitation et infrastructures adéquates. Ceci étant, ce bilan reste purement théorique puisque même les apports en eau de surface résultant des ruissellements en temps pluvieux et se jetant dans la nature faute d'infrastructures adéquats sont pris en compte. De plus nos théories ne répondent pas encore à l'estimation des conséquences du changement climatique.

Tout en restant fidèle au cadre de la GIRE, ce bilan ne doit pas rester comme un simple constat. Ce bilan entre ressource disponible et demande entraîne des prises de décision dans la perspective de l'amélioration de l'irrigation et du drainage dans la commune. Les différentes priorités qui urgent dans le périmètre feront l'objet d'une étude de faisabilité dans les prochains chapitres suivant la base de l'adéquation ressource-besoin (ressource prélevée des besoins en amont et fera l'apport disponible pour la partie aval).

Chapitre 5-Perspective d'intervention pour l'amélioration de l'irrigation

5.1-Identification des projets

Les problèmes relatés dans la gestion et l'utilisation des ressources en eau du périmètre reposent sur l'insuffisance des infrastructures mises en place ou dans le cas contraire, l'existence des infrastructures adéquates mais qui restent non fonctionnelles ou hors d'usage, mais aussi l'insuffisance des ressources en eau surtout en étiage périodes des cultures de contre saison. Dans le domaine de cette eau productive, la réhabilitation des périmètres irrigués actuels ainsi que la proposition de nouvelles cultures restent prioritaires dans de le cadre de l'amélioration de l'irrigation. Il serait nécessaire d'étudier toutes les possibilités de mobilisation des ressources en eau par le biais de l'adéquation ressource besoins.

Pour ce qui est des infrastructures, les problèmes et état général du périmètre ont été vu dans le diagnostic précédemment, des solutions seront alors proposées dans le paragraphe 5.3.

5.2-Adéquation ressource-besoin

Il faut confronter les ressources réellement disponibles en amont du barrage, aux besoins en eau de l'aval pour justifier l'authenticité du projet. Cette adéquation ressource-besoin est un outil de décision important surtout pour l'étude de rentabilité du projet.

La culture considérée sera en premier lieu le riz, le chou, le Haricot et le Ray grass. Ces cultures sont ceux proposées pour l'étude. Les détails de calcul seront exposés ci-dessous.

Pour le projet, la superficie des cultures seront: 70ha de Vary Aloha et 150ha de Vakiambiaty, 100 ha de maraichage et de Ray grass en contre saison à prévoir.

Nous prenons pour hypothèse que toutes les cultures sont irriguées par la Mamba.

En réalité seules les rizières sont irriguées par cette rivière. Les cultures maraichères sont arrosées par les eaux souterraines à l'aide de puits ou « dobo ».

Les calculs seront exposés en annexe 9 page A18. Il est déduit que les apports disponibles sont suffisants pour l'installation et que les débits restants sont suffisants pour l'aval.

Cependant ces calculs sont théoriques et ne relatent pas la réalité sur zone. En réalité le débit de la Mamba est insuffisant en étiage surtout entre le mois de septembre et la mi-novembre. Le manque d'eau en ce période se fait beaucoup sentir, cela se manifeste surtout par les coupures d'eau quasi quotidienne de la JIRAMA qui exploite la ressource de la Mamba à Tsarafara. Pour résoudre à ce problème il faudra donc avoir recours à la ressource souterraine.

5.3-Proposition d'aménagement

L'objectif à atteindre pour un projet d'irrigation est de satisfaire le besoin en eau des cultures, dans le but de garantir sa disponibilité en **quantité**, de façon **durable (pérenne) et intégrée** (équitable et juste); avec un débit qui peut satisfaire le besoin effectif, avec possibilité d'augmentation dans le futur en fonction de l'extension du périmètre.

Les problèmes techniques à résoudre reviennent à trouver une ressource répondant aux paramètres ci-dessus : **quantité** et **durabilité** surtout dans la problématique actuelle du **Changement climatique et des conflits d'usage** des ressources en eau.

Ainsi ce présent projet est conçu de manière à apporter des solutions adéquates aux problèmes de ressource en eau et de pratique culturale existante au sein du périmètre de Namehana.

Les objectifs attendus sont entre autres :

- La maîtrise de l'eau pour l'irrigation
- La gestion rationnelle des ressources en eau
- L'extension des superficies irriguées
- La possibilité de la deuxième culture (ou culture de contre saison)
- La mise en disposition de nouvelle technologie d'irrigation
- L'augmentation des rendements agricoles

5.3.1-Rappel sur la situation actuelle de l'irrigation

Actuellement, le périmètre est irrigué par l'eau de la rivière Mamba à partir d'une prise sur sa rive droite et par divers puits artisanaux ou « dobo ». Le système actuel est en mauvais états et ne permet plus d'irriguer le périmètre de façon adéquate, les cultures de contre saison sont les plus touchées à cause du manque d'eau et de ressource. De ce fait, le rendement des cultures est loin d'être satisfaisant, et en sus, le besoin en eau des cultures n'est pas assuré correctement.

5.3.2-Variantes d'aménagements

Partant du diagnostic de la situation existante, des analyses techniques et des objectifs fixés, deux scénarios d'aménagement sont à envisager, à savoir :

- Optimisation du système existant
- Combinaison de l'optimisation de l'existant avec la technologie par aspersion et le pompage

5.3.2.1-Variante 1-Optimisation de l'existant

L'irrigation du périmètre est assurée par un système gravitaire alimenté par la prise sur la rivière Mamba. Cette variante consiste à optimiser les installations présentes et créer de nouveaux ouvrages d'irrigation.

Il s'agit de réaménager et remettre en états les équipements vétustes ou en mauvais états et de construire en plus de nouveaux ouvrages nécessaires et utiles au périmètre.

Le système reste alors le même, mais avec des installations remises en état avec de nouveaux ouvrages d'irrigation en plus.

Les travaux concernent :

- la remise en état des digues du canal primaire,
- le curage et remise en état du canal primaire et des canaux secondaires,
- la construction de prises parcellaires,
- la construction de barrages en cascades pour l'irrigation des rizières et au à fin de lâcher l'eau retenue sur le canal si nécessaire,
- les constructions de quatre (04) partiteurs de débit pour alimenter efficacement les canaux secondaires.

5.3.2.2-Variante 2-optimisation de l'existant combiné à la technologie de l'aspersion

Cette variante se diffère de la variante 1 par l'utilisation de l'eau souterraine en la mobilisant par pompage et par l'utilisant la technologie de l'irrigation par aspersion.

On prévoit d'utiliser les ressources en eau souterraine par pompage au fil du soleil.

L'eau pompée pourrait alimenter les systèmes d'irrigation par aspersion ou aussi être refoulée directement dans le canal pour alimenter le réseau hydroagricole dans le cas où la Mamba s'assèche et ne permet plus l'irrigation du périmètre ce qui est de plus en plus le cas ces dernières années.

5.3.3-Comparaison des deux variantes :

Tableau 26 : Avantages et inconvénients des deux variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
1	<ul style="list-style-type: none"> -Meilleure maîtrise de l'eau -Plus sécurisée -Plus facile à réaliser 	<ul style="list-style-type: none"> -Destruction partielle de l'environnement -Intensification des cultures limitées -Dépendance aux ressources en eau de la Mamba -Impossibilité d'exploitation d'une grande partie du périmètre en étiage
2	<ul style="list-style-type: none"> -Maîtrise de l'eau -Rationalisation de la distribution -Résolution des conflits d'usage -Pluralisation du nombre de campagnes culturales sans se soucier de la ressource eau de la Mamba -Intensification des cultures -Maîtrise de nouvelles technologies -Amélioration des rendements -Pluralisation des variétés de culture au niveau du périmètre -Création d'emplois -Influence considérable sur l'économie locale (élevage bovine, marché des plantes fourragère,...) 	<ul style="list-style-type: none"> -Destruction partielle de l'environnement -Plus coûteuse -Réalisation plus complexe -Zone de réalisation plus élargie

5.3.4-Solutions proposées

Ce paragraphe parle de la solution proposée afin d'améliorer l'irrigation du périmètre.

Partant des diagnostics de la situation existante, des analyses techniques et des objectifs à atteindre dans le contexte du changement climatique et de la redynamisation du monde rurale la solution adéquate de l'aménagement est l'optimisation du système existant combinée avec la

technologies de l'irrigation par aspersion et le pompages au fil du soleil des ressources en eau souterraine

5.3.5-Ouvrages à construire

D'après les recueils de données de base technique et les objectifs posés, nous proposons les différents aménagement et ouvrages suivants :

- curage et remise en états du canal primaire et des canaux secondaires,
- construction de prises parcellaires,
- construction de cinq (05) barrages en cascade pour l'irrigation des rizières et au à fin de lâcher l'eau retenue dans le canal si nécessaire
- constructions de quatre (04) partiteurs de débit pour alimenter efficacement les canaux secondaires,
- captages des eaux souterraines et du sous écoulement de la Mamba,
- Utilisation du pompage solaire,
- Utilisation de la technologie de l'irrigation par aspersion.

L'étude technique concernant ces ouvrages et aménagements seront précisés dans les Chapitres 7 et 8.

5.3.6-Intensification de la culture

L'intensification durable consiste à produire davantage à partir d'une même superficie de terres cultivables, tout en réduisant les retombées environnementales négatives. Comme la population augmente, nous n'avons d'autre choix que d'intensifier les cultures. Les cultures intensives ont permis de réduire le nombre de personnes sous-alimentées, de promouvoir le développement rural, et d'empêcher la destruction de l'écosystème naturel. L'agriculture devra produire deux fois plus, en sachant qu'elle sera confrontée aux effets combinés des changements climatiques, et de la concurrence accrue pour l'accès à la terre, à l'eau et à l'énergie. Les villes et les industries sont en forte concurrence avec l'agriculture pour l'utilisation de l'eau. L'intensification durable des cultures ira de pair avec leur adaptation aux changements climatiques qui devraient entraîner une modification du calendrier.

Dans notre cas cela se traduit par l'exploitation annuelle des terres et non saisonnière et la pratique de culture à fort rendement en termes de production et de retombée économique comme le Ray grass ou le Haricot sans oublier le riz. Dans le passé, il a été aussi cultivé sur le périmètre du blé, cela nous ouvre des horizons pour le futur. Les perspectives sont donc nombreuses. Ces cultures sont des plantes à haut rendement et dont les valeurs économiques sont importantes.

5.4-Récapitulation général du projet d'aménagement

Comme prévue, pour remédier au problème de gestion de l'eau, pour maîtriser l'irrigation, pour s'adapter au changement climatique et au fin de la redynamisation de la plaine ; l'optimisation du système existant combiné aux technologies modernes du pompage et de l'aspersion sont les solutions proposées.

Ce projet a pour objectif d'améliorer le rendement du périmètre ainsi que sa productivité, l'intensification des cultures est une des solutions car cela permettra d'atteindre ces objectifs. Il n'est plus possible d'étendre le périmètre donc c'est la durée d'exploitation et la qualité des cultures qui seront mises en avant. Il faut donc valoriser au maximum les terres cultivables présentes.

Nous allons détailler dans les paragraphes suivants les différents aménagements à faire, les ouvrages à construire et expliquer leur rôle et place dans le projet.

5.4.1-Plan général d'aménagement

Le plan suivant indique les ouvrages, leur emplacement et leur ampleur au niveau du périmètre.

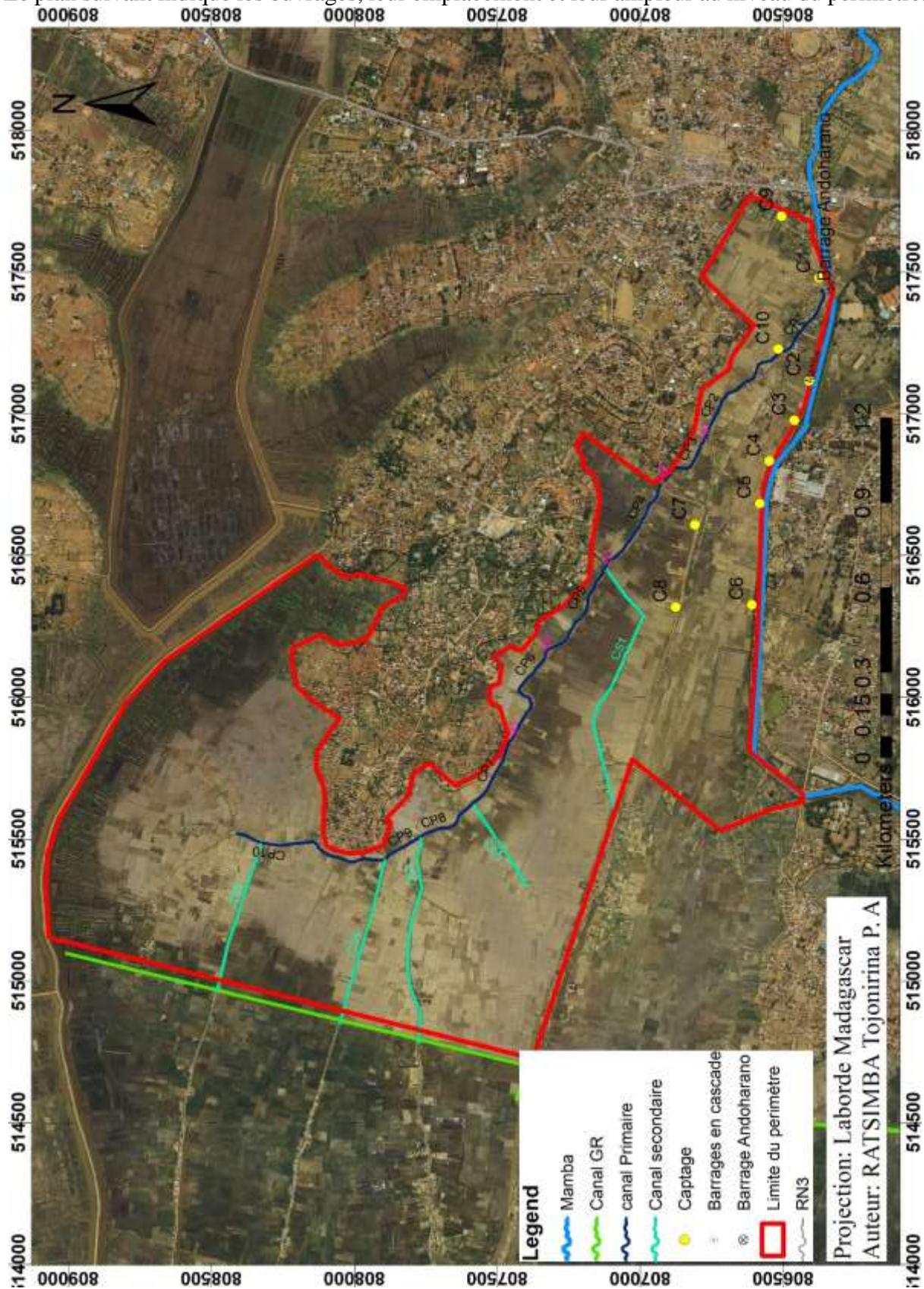


Figure n° 21 : Plan général de l'aménagement

5.4.2-Ouvrage et aménagement pour l'optimisation du système existant

Comme prévue, un de nos objectifs est d'exploiter les installations présentes au niveau du périmètre.

Après le diagnostic, on a vu que ces installations sont en très mauvais états et ne permettent plus une distribution et irrigation adéquates de l'eau de la prise principale vers les canaux et parcelles.

Après réflexion et étude diverses, on va proposer des aménagements qui permettront de résoudre les problèmes de transfert d'eau.

Nous allons exposer dans les paragraphes suivants les différentes réparations ou réaménagement à faire afin d'optimiser l'existant ainsi que les nouveaux ouvrages à concevoir.

5.4.2.1-Captages et pompages au fil du soleil

Comme indiqué, notre périmètre est soumis à la pression croissante du Changement Climatique (sécheresse, inondation en certaines zones, ...) et dans le cadre de l'utilisation de la technologie d'aspersion, l'utilisation des puits de captages et du pompage au fil du soleil ont été optés.

Ces dernières années, le débit de la Mamba est nettement insuffisant pour notre zone d'étude et ne permet pas d'irriguer les terres en étiage, donc ne permet pas de faire les cultures de contre saison comme le maraichage et la culture de Ray grass à plus grande échelle. Notre objectif est d'accroître le rendement et la productivité sur la zone avec les terres disponibles, donc la solution a été d'exploiter les terres tout le long de l'année même en étiage.

Pour atteindre ce but, nous devons exploiter les ressources en eaux souterraines puisque la ressource en eau de surface de la Mamba ne le permet pas.

La technologie du pompage au fil du soleil quant à lui a été choisie pour son économie en énergie, de sa fiabilité et de son cout d'exploitation quasi nulle malgré son cout d'installation élevé. L'autre raison de ce choix s'inscrit dans le cadre du respect de l'environnement et de l'atténuation de l'impact du projet sur l'environnement. Il n'y a pas de rejet nocif ou de conséquence néfaste comme pour les pompes fonctionnant avec hydro carburant puisque qu'il fonctionne avec l'énergie solaire à l'aide des cellules photovoltaïques.

L'eau issue de ces pompages aura deux destinations, qui sont :

- le refoulement direct dans le canal primaire pour permettre la culture de riz de Première saison ou « Vary Aloha », dans le cas où la Mamba ne satisfait pas les besoins
- l'utilisation de l'eau pour l'irrigation par aspersion. Cela se fera par refoulement directe dans les conduits de distribution vers les asperseur.

5.4.2.2-Réhabilitation de la digue et du canal primaire

Afin de permettre un meilleur transport de l'eau de la prise principale vers les canaux secondaire, les prises et les parcelles, une réhabilitation des canaux doit être faite.

Le périmètre est en mauvais états et c'est surtout dû à l'état des canaux primaires et secondaires. Si nous voulons atteindre les buts de notre projet, il faut procéder à la réhabilitation de ces ouvrages.

Pour cela il faudra :

- Reprofiler le canal primaire
- Curer les canaux secondaires
- Réhabiliter les digues du canal primaire pour assurer la sécurité du périmètre contre une rupture éventuelle de ces dernières.

5.4.2.3-Construction de prise parcellaire

Actuellement, il n'existe que quatre prises sur le périmètre. Le reste du périmètre utilise des prises sauvages par piquage sur le canal primaire ou sur les canaux secondaire. Ces prises sauvages ne respectent pas les normes et ne permet pas d'alimenter correctement les parcelles, il accroît la dégradation des canaux.

Il faut donc prévoir la construction de nouvelles prises respectant les normes et modernes.

5.4.2.4-Construction de barrages en cascades

Ces barrages sont aux nombres de cinq (05).

L'objectif est de rehausser le niveau de l'eau dans le canal entre les tronçons CP4 et CP8 sur une longueur de 1600 m.

Ces barrages permettront de faire monter le niveau de l'eau à un niveau fixe et de la lâcher en cas de besoins.

Il sera stocké dans le canal de plus de 3000 m³ d'eau. Ce volume d'eau n'est pas négligeable et sera utile.

Grace à ce stock d'eau, on pourra même envisager d'autre activité comme la pisciculture.

Sachant que dans 1m³ d'eau, on peut élever 20 alevins, pour notre canal on a donc 60000 poissons possibles, ce qui est conséquent du point de vue pécuniaire.

Deuxième partie : Aménagements et Hydraulique des Asperseurs

Chapitre 6-Généralités sur l'irrigation par aspersion

Comme précisé précédemment, la technologie de l'irrigation par aspersion sera utilisée. Il est nécessaire de présenter cette technologie et d'en faire un bref résumé.

6.1-Approche générale et définition

Dans les actes de la Consultation sur l'irrigation en Afrique (Lomé, Togo, 1997) le terme «irrigation» a été défini comme «l'application d'eau complémentaire à celle fournie directement par les précipitations naturelles pour la production agricole».

La plupart des efforts et investissements consentis dans de nombreux pays pour le développement de l'irrigation ont davantage porté sur la mise en valeur des ressources en eau plutôt que sur l'amélioration de l'utilisation de l'eau au niveau de la parcelle.

L'application des méthodes et techniques d'amélioration de l'irrigation dans les petites exploitations est en rapide expansion parce que la nécessité d'une plus grande efficacité de l'irrigation, d'une meilleure utilisation de l'eau, ainsi que d'une intensification et d'une diversification de la production se font sentir de manière accrue. L'augmentation de l'efficacité d'utilisation de l'eau et de la productivité de l'eau en agriculture devient une priorité dans un nombre croissant de pays. L'expérience accumulée dans de nombreux pays des zones arides et semi-arides indique que les techniques d'irrigation en conduites sous pression remplacent avec succès les méthodes traditionnelles d'irrigation par canal à ciel ouvert au niveau de l'exploitation.

Le secteur maraîcher reste un facteur économique de la CR de Sabotsy Namehana malgré la vaste étendue consacrée à la riziculture. Même si l'exploitation demeure traditionnelle, une grande expansion de la culture se fait constater depuis les deux dernières années. L'application de nouvelles techniques d'irrigation notamment l'aspersion, est une perspective favorable au développement économique de la zone d'étude.

L'irrigation par aspersion est l'une des méthodes modernes s'effectuant par épandage de l'eau sous forme de pluie avec régulation et uniformité de la dose apportée à condition que la zone ne subisse pas des vents supérieurs à 4 m/s. Les systèmes d'irrigation par aspersion sont soit fixes, soit mobiles. L'aspersion est recommandée dans les cas de sols à faible profondeur, de sols légers et perméables, en cas de relief trop accidenté ainsi qu'en cas d'utilisation d'eau salée. Il existe de nombreuses variantes de l'aspersion en termes de débit et de diamètre d'aspersion, de hauteur du jet au-dessus du sol (au-dessus des cultures, en dessous du feuillage), de type de mécanisme pour l'asperseur, etc.;

La gestion optimale de l'irrigation par aspersion suppose une adéquation entre la satisfaction des besoins en eau de la culture et la maîtrise du système d'irrigation. Cette adéquation entre besoins et système d'irrigation demeure un objectif à atteindre.

6.2-Avantage de l'irrigation par aspersion

Les différences fondamentales entre l'irrigation traditionnelle de surface et les techniques d'irrigation sous pression sont:

- Le régime d'écoulement de l'eau : il existe un écoulement important d'eau en irrigation de surface tandis qu'en système d'irrigation sous pression, on procède à de très faibles débits, même de l'ordre de 1 m³/h. Les volumes d'eau appliqués par unité de surface sont aussi très importants en canal ouvert contre une distribution de faibles débits sur de grande surface en aspersion.

- Le parcours de l'écoulement: pour l'irrigation traditionnelle, à partir de la source, l'eau est distribuée par gravité sur les champs par des canaux à ciel ouvert qui suivent les courbes de niveau. Avec les systèmes d'irrigations sous pression, l'eau est transportée et distribuée dans des conduites fermées sous pression en suivant le tracé le plus favorable (souvent le plus court), sans tenir compte de la pente ni de la topographie de la zone traversée.

- Efficience de l'irrigation : les pertes d'eau peuvent être minimisées et une efficience d'irrigation globale de 75 à 95 pour cent peut être atteinte. Dans les canaux à ciel ouvert, l'efficience d'irrigation varie de 45 à 60 pour cent au maximum. Les pertes sont dues aux infiltrations, aux plantes aquatiques et aux fuites dans les vannes, déversoirs, etc.

- Rentabilité économique par unité de volume d'eau : les systèmes sous pression présentent des conditions beaucoup plus favorables de manipulation de l'eau d'irrigation que ceux des canaux à ciel ouvert. Il en résulte un accroissement du rendement de 10 à 45 pour cent et une amélioration de la qualité.

- Fonctionnement et entretien : la main-d'œuvre requise pour ces tâches varie entre un dixième et un quart de celle nécessaire pour les canaux à ciel ouvert et n'exige aucunement de main-d'œuvre spécialisée. Il n'est pas nécessaire d'entretenir ni de réparer les structures. Les composants de base des réseaux de conduites sous pression ne demandent qu'un entretien minimal durant les premières sept années. Les dommages dus aux racines, aux infiltrations à travers les berges, à la prolifération des algues, à la sédimentation et à l'ensablement, aux blocages des prises et vannes n'existent pas. Le coût annuel de l'entretien d'un tel réseau représente environ 5 pour cent de l'investissement initial.

- Le coût : l'utilisation de conduites et raccords thermoplastiques en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC rigide), polyéthylène à haute densité (PEHd), polyéthylène à faible densité (PEFd) et polypropylène (PP), qui sont manufacturés dans presque tous les pays en plusieurs classes et dimensions, réduit le coût des réseaux sous pression à un niveau relativement bas, alors que les réseaux de canaux à ciel ouvert deviennent de plus en plus chers. L'investissement initial en capital pour l'application de ces techniques varie selon la méthode d'irrigation et le type d'installation sélectionnés. La complexité de la conception et la multiplicité d'équipements coûteux ne sont qu'apparentes. La technologie des systèmes d'irrigation sous pression est simple et souple, et le rendement du capital investi est favorable. L'application des techniques d'irrigation par conduites sous pression entraîne une modification fondamentale des pratiques de gestion de l'irrigation au niveau de l'exploitation.

6.3-Trame et composante du système

Un système d'irrigation sous pressions est généralement composé de :

6.3.1 Captage

L'exploitation peut se faire soit en surface (rivière, lac, étang, retenue collinaire, réservoir, barrage, etc.) soit en profondeur (nappe souterraines, sources, puits, forages etc.).

6.3.2-Conduite d'adduction-distribution aux parcelles (conduites principales)

La conduite principale ou primaire, généralement enterrée et de manière permanente, peut être constituée de matériaux aussi différents que :

- L'acier (avec revêtement interne et externe et production cathodique pour supprimer la corrosion due aux courants telluriques) ;
- Les matières plastiques (PVC et polyéthylène)

6.3.3-Conduites secondaires ou portes rampes

Celles-ci distribuent l'eau aux rampes. Spécifique à une parcelle donnée, elle est située sur un bord d'axe de celle-ci. La porte rampe peut être à la fois superficielle ou enterrée et mobile ou fixe.

6.3.4-Conduites latérales ou rampes

Ce sont les conduites avec le plus petit diamètre du système; elles sont couplées aux portes rampes, perpendiculaires à celles-ci à des emplacements fixes, posées le long des lignes de culture et équipées de distributeurs fixés à intervalles courts et réguliers. Elles sont en général des conduites superficielles et dans la plupart du temps démontables à accouplements rapides.

Les matériaux utilisés peuvent être de l'acier galvanisé, de l'alliage léger, du PVC et du polyéthylène de basse densité.

6.3.5-Asperseurs ou diffuseurs

Un distributeur pour l'irrigation est un dispositif de toute nature, de tout type et de toute dimension qui, branché sur la rampe, débite l'eau sous pression en projetant des jets d'eau en l'air.

Trois types essentiels d'organes d'arrosage se rencontrent en usage agricole : le diffuseur ou buse, l'asperseur rotatif à batteur et le canon d'arrosage.

➤ Le diffuseur ou buse :

Dans ce type d'organes, le jet est intercepté par un obstacle fixe, qui provoque sa pulvérisation en très fines gouttelettes. Du fait de la résistance aérodynamique, ces gouttelettes ont une trajectoire très courte (3 à 8 m), la surface arrosée par l'appareil est faible et l'intensité pluviométrique forte (généralement supérieure à 10 mm/heure), ce qui constitue l'inconvénient majeur de ce type d'équipements, utilisable uniquement sur sols perméables.

➤ L'asperseur rotatif à batteur :

Les arroseurs rotatifs constituent l'essentiel du matériel utilisé en aspersion simple. Ils arrosent des cercles dont le rayon correspond à la portée du jet. Pour que la surface irriguée reçoive une pluviométrie relativement uniforme, les appareils sont positionnés selon une trame géométrique régulière (quadrillage), le plus souvent carrée ou rectangulaire.

L'asperseur rotatif, souvent appelé simplement « asperseur » ou désigné par le terme anglais « sprinkler », est représenté schématiquement sur la figure N 22.

La rotation des arroseurs est obtenue généralement grâce au choc d'un batteur repoussé par le jet d'eau puis rappelé par un ressort. Le batteur a également pour fonction d'améliorer l'uniformité d'arrosage en augmentant la pluviométrie à proximité de l'asperseur.

La qualité de l'arrosage (uniformité) dépend à la fois du modèle d'appareils et de la disposition des appareils sur le terrain.

Classements des asperseurs rotatifs à batteur :

On peut classer les asperseurs en deux grandes catégories :

- les asperseurs à faible ou moyenne portée (ou pression) dont la portée est de l'ordre de 6 m à 20 m, la pression d'alimentation de 100 à 350 kPa, le débit d'alimentation de l'ordre de 0,6 à 2 m³/h, et l'intensité pluviométrique d'environ 2 à 5 mm/h ;
- les asperseurs à haute pression ou canons d'arrosage, dont la portée est de l'ordre de 25 à 80 m, la pression d'alimentation de 350 à 600 kPa, le débit d'alimentation de l'ordre de 15 à 100 m³/h, et l'intensité pluviométrique supérieure à 8 mm/h.

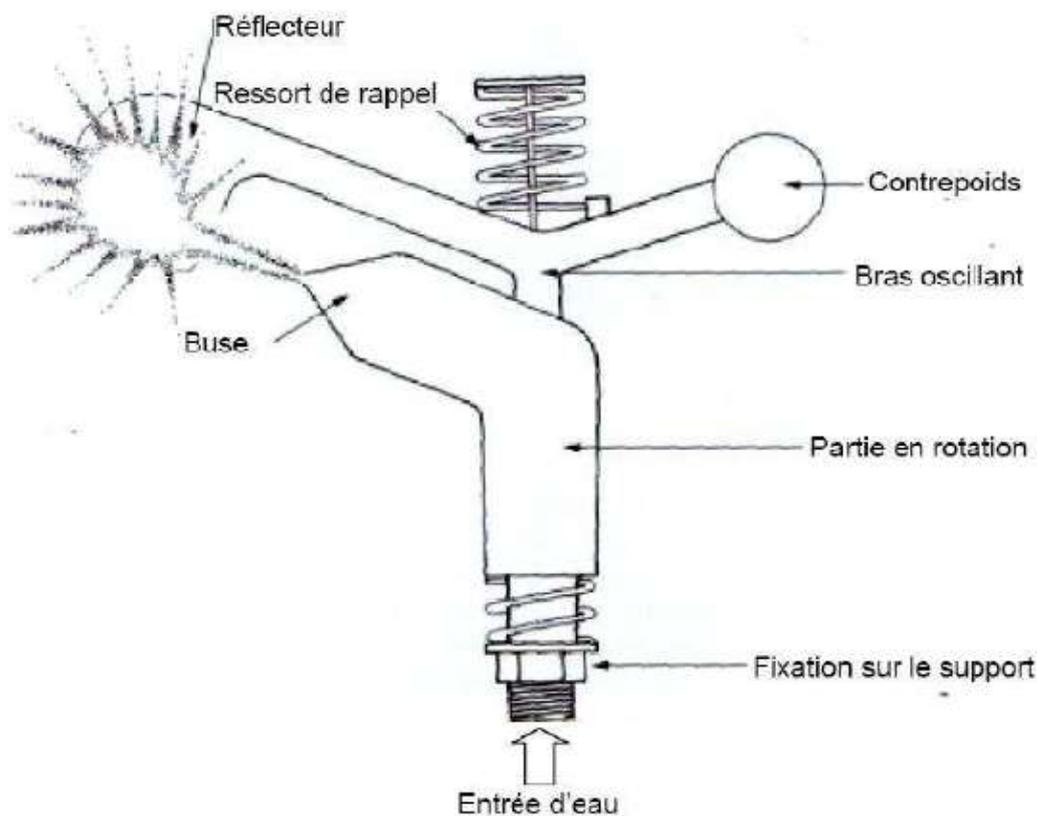


Figure n° 22 : Asperseur rotatif à batteur ou sprinkler

➤ Le canon d'arrosage :

Le canon d'arrosage est un asperseur de grandes dimensions fonctionnant à haute pression et fournissant un fort débit (supérieur à 30 m³/h). Le principe de fonctionnement est le même que celui de l'asperseur à basse pression ; cependant, l'axe du batteur est généralement horizontal, et sur certains gros appareils, la rotation est assurée par une turbine hydraulique.

Chapitre 7-Études techniques de l'optimisation des installations existant du périmètre

Dans le cadre de l'optimisation des installations existantes, nous verrons dans ce chapitre les différents aménagements et leurs dimensionnements.

7.1-Débit de crue

Comme nous avons effectué une étude du bassin versant de la Mamba, on va faire des calculs des débits de crue à titre didactyle.

Pour le calcul du débit de crue, nous allons utiliser la Méthode de Louis Duret modifiée par SOMEAH.

La formule de l'estimation du débit de crue par la méthode Louis-Duret à Madagascar est appliquée pour les bassins versant dont la superficie est supérieure à 10 Km². Cette formule varie selon la superficie du bassin et s'écrit comme suit :

- Pour une SBV < 150 [Km²] on a :

$$Q_F = 0.009 * S^{0.5} * I^{0.32} * P_F^{1.39}$$

- Pour une SBV > 150 [Km²] on a :

$$Q_F = 0.002 * S^{0.8} * I^{0.32} * P_F^{1.39}$$

Avec :

Q_F : Débit de crue pour une fréquence F (m³/s) ;

S : surface du bassin versant (Km²) ;

I : pente du bassin versant (m/Km) ;

P_F : Pluviométrie maximale journalière pour une fréquence F tombée à l'intérieur du BV (mm).

D'après la formule précédente, avec une surface du bassin inférieure à 104 Km², les valeurs de débit de crue quinquennal et décennal du BV de la Mamba sont données dans le Tableau suivant :

Tableau 27 : Débits de crue du Barrage de Sabotsy Namehana par la méthode de Louis Duret

Bassin Versant	Surface	Q5	Q10	Q50
Mamba	103,08	110,08	131,79	183,26

Ces débits nous serons utiles en cas d'études de stabilité du barrage d'Andoharano, dans notre cas le barrage est stable et ne nécessite pas des aménagements.

7.2-Calcul de débit

7.2.1-Débit de pointe

En divisant le volume total d'eau nécessaire pour irriguer un hectare d'une culture pendant toute la durée de son cycle végétatif, par le nombre de secondes contenues dans cette durée, on obtient le débit fictif continu. Le débit de pointe est la plus grande valeur du dfc trouvée dans les calculs de besoin en eau. Pour ce projet, il a comme valeur $dfc_{max} = 1,13$ l/s/ha.

7.2.2-Débit d'équipement Q_e

C'est le débit utilisé pour le dimensionnement des ouvrages. Sa valeur est inhérente aux ressources disponibles c'est-à-dire :

$Q_e = dfc_{max} \times 1,1$: lorsque les ressources disponibles sont limitées

$Q_e = dfc_{max} \times 1,2$: lorsque les ressources disponibles sont largement suffisantes.

Pour ce projet, on suppose que les ressources disponibles sont limitées. Le débit d'équipement considéré sera donc égal à 1,23 (l/s/ha)

7.2.3-Débit nominal théorique Q_{th}

C'est le débit en tête du réseau. On l'obtient par multiplication du débit d'équipement par la surface à irriguer :

$$Q_{th} = Q_e \times S$$

Avec :

Q_{th} : débit en tête du réseau en [l/s]

Q_e : débit d'équipement en [l/s/ha]

S : surface à irriguer en [ha]

7.2.4-Main d'eau

La main d'eau est le débit qu'un homme peut manipuler sans être débordé. D'habitude, la valeur de la main d'eau prise est égale à 5 l/s.

7.2.5-Débit Calibré $Q_{calibré}$

C'est le débit le plus proche du débit nominal théorique Q_{th} et qui est multiple de la main d'eau.

Tableau 28 : Débit calibré des prises

Prise sur canaux	Surface (ha)	Q_e (l/s)	Q_{th} (l/s)	Q calibré (l/s)
Prise Principal	234	1.23	315.90	315
PP1	8		10.80	10
PP2	4		5.40	5
PP3	3		4.05	5
PP4	4		5.40	5
PP5	4		5.40	5
PP6	4		5.40	5
PP7	4		5.40	5
PP8	3		4.05	5
PP9	11		14.85	15
PP10	6		8.10	10
PP11	5		6.75	10
PP12	7		9.45	10
PP13	4		5.40	5
PP14	10		13.50	15
PP15	3		4.05	5
PP16	4		5.40	5
PP17	10		13.50	15
PP18	4		5.40	5
PP19	4		5.40	5
PP20	10		13.50	15
PP21	14		18.90	20
PP22	4		5.40	5
PP23	12		16.20	20
PP24	21		28.35	30
PP25	17		22.95	25
PP26	12		16.20	20
PP27	7		9.45	10
PP28	10		13.50	15
PP29	25		33.75	35

7.2.6-Débit nominal Q_N

C'est la somme des débits nominaux calibrés de chaque prise existants au sein du canal. Le tableau ci-dessous résume le débit nominal de chaque tronçon :

Tableau 29 : Débits Nominaux de chaque tronçon du canal primaire

Tronçons	Q_N (l/s)	Q_N (m ³ /s)
CP1	340	0.34
CP2	310	0.31
CP3	280	0.28
CP4	260	0.26
CP5	230	0.23
CP6	205	0.205
CP7	180	0.18
CP8	160	0.16
CP9	135	0.135
CP10	80	0.08
CP11	50	0.05

7.3-Principe de dimensionnement des canaux :

7.3.1-Objectifs

Le calage hydraulique consiste à déterminer les paramètres suivants :

- ❖ la base b du canal,
- ❖ la revanche r ,
- ❖ la hauteur d'eau h dans le canal,
- ❖ la hauteur totale H du canal telle que $H = h + r$

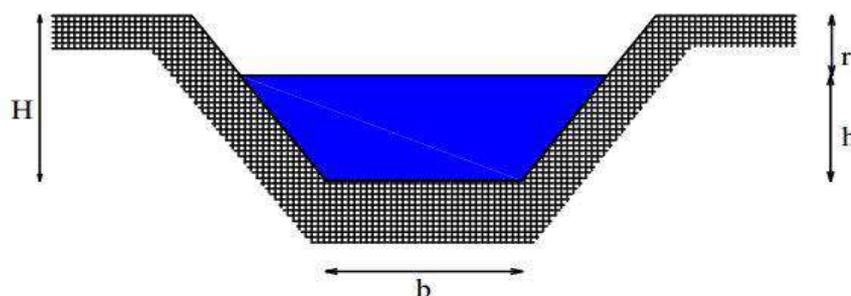


Figure n° 23 : Profil type d'un canal trapézoïdal

7.3.2-Coefficient de rugosité K

Ce coefficient indique l'aptitude du canal vis-à-vis de l'écoulement, il dépend de la caractéristique et nature des parois.

Quelques valeurs de coefficient de rugosité :

Canal en terre 30 à 35

Canal maçonné.....45 à 50

Canal bétonné60 à 70.

7.3.3-Vitesse

Les vitesses aux voisinages des parois et du fond ne doivent pas dépasser certaines valeurs qui risqueraient de provoquer les érosions des berges. D'autre part, la vitesse ne doit pas descendre au-dessous d'un certain minimum pour éviter le dépôt des matériaux transportés. La vitesse d'écoulement V dans les canaux en terre doit donc obéir aux critères suivants :

- ❖ $0,5 \text{ m/s} < V < 1 \text{ m/s}$ pour les sols peu cohésifs et $0,5 \text{ m/s} < V < 1,2 \text{ m/s}$ pour les sols cohésifs
- ❖ $V < 2,5 \text{ m/s}$ pour les canaux maçonnés ;
- ❖ $V > 2,5 \text{ m/s}$ pour les canaux bétonnés.

7.3.4-Fruit des talus et profil de canal

Le fruit des talus à adopter pour le profil des canaux diffère selon la nature des sols. Le tableau suivant donne les différentes valeurs qu'il peut prendre :

Terres franches 1/1

Terres sablonneuses 3/2

Terrains sableux 2/1

Terres argileuses 1/2

Terrains rocheux 0/1

Talus en déblai : $m = (H/V) = \text{horizontal/vertical}$

Talus en remblai : prendre une valeur égale à $m+m/2$ pour les mêmes catégories de terrains

Pour notre projet, le fruit du talus des canaux sera pris à 1/3.

7.3.5-Section et périmètre mouillés

Pour un profil de canal trapézoïdal de pente m, la section et périmètre mouillés sont donnés par :

$$S = bh + mh^2$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Avec :

S : surface mouillée [m²],

P : périmètre mouillé [m],

b : base du canal [m],

h : hauteur d'eau dans le canal [m],

m : fruit du canal,

7.3.6-Calage hydraulique

La détermination de b et h se fait à l'aide de la formule de Manning-Strickler :

$$Q = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

Dans laquelle :

Q : débit transité par le canal [m³/s],

K : coefficient de Manning-Strickler,

S : surface mouillée [m²],

R : rayon hydraulique [m] ; $R = \frac{S}{P}$

I : pente longitudinale du canal [m/m].

La valeur de h est trouvée en fixant b tout en vérifiant les critères suivants :

- l'erreur relative : $\Delta Q/Q = \frac{|Q_n - Q_c|}{Q_n} < 5\%$
- Pour avoir la section d'écoulement économique, on va prendre : $R \approx h/2$

Tableau 30 : Calage du canal primaire

Tronçon	QN (m ³ /s)	b(m)	h(m)	S (m ²)	P(m)	I (m/m)	Rh(m)	Qc (m ³ /s)	DQ/Q	h/2(m)	V (m ² /s)
CP1	0.34	1	0.50	0.58	2.05	0.002	0.28	0.34	0.01	0.25	0.58
CP2	0.31	1	0.41	0.47	1.86	0.003	0.25	0.30	0.02	0.21	0.65
CP3	0.28	0.7	0.50	0.43	1.75	0.003	0.25	0.28	0.00	0.25	0.65
CP4	0.26	0.7	0.54	0.48	1.84	0.002	0.26	0.26	0.00	0.27	0.54
CP5	0.23	0.7	0.50	0.43	1.75	0.002	0.25	0.23	0.00	0.25	0.53
CP6	0.205	0.7	0.56	0.50	1.88	0.001	0.26	0.19	0.05	0.28	0.39
CP7	0.18	0.7	0.43	0.36	1.61	0.002	0.23	0.18	0.00	0.22	0.50
CP8	0.16	0.7	0.42	0.35	1.59	0.002	0.22	0.17	0.09	0.21	0.49
CP9	0.135	0.5	0.44	0.28	1.43	0.002	0.20	0.13	0.04	0.22	0.46
CP10	0.08	0.5	0.40	0.25	1.34	0.001	0.19	0.08	0.01	0.20	0.31
CP11	0.05	0.5	0.24	0.14	1.01	0.002	0.14	0.05	0.00	0.12	0.36

7.4-Microbarrages en cascade

Le but de ces microbarrages est de rehausser le niveau moyen de l'eau dans le canal à 1,5 m de hauteur, afin de permettre un stockage d'eau qui sera pompée pour l'irrigation par aspersion ou encore pour être lâché dans le cas où c'est nécessaire.

Dans ce but on va construire des barrages de forme trapézoïdale dont les corps seront faits en enrochement comprise dans des masques amont et aval faites en ferrociment.

Le maillage des fers des masques en ferrociment sera de $\mp 25 \text{ cm}$.

L'emplacement des microbarrages a été déterminé par la topographie et la disposition des parcelles.

7.4.1-Prédimensionnement du barrage

Les dimensions transversales du barrage à construire sont les suivants :

- Largeur de la crête : 0,3 m,
- Longueur seuil : 1,70 m
- Hauteur du seuil : 1,5 m,
- Fruit de la paroi aval : 2/3,
- Largeur de la base : 1,2 m

À partir de ces dimensions, les critères de stabilité du barrage doivent être vérifiés.

7.4.2-Etude de la stabilité du barrage

L'étude de la stabilité consiste à vérifier :

- La règle de LANE,
- La stabilité au glissement,
- La stabilité au renversement,
- La stabilité à la flottaison,
- La stabilité interne.

7.4.2.1- La règle de LANE

La fondation du barrage se repose sur un sol meuble, il faudra donc placer des parafouilles et des pieux pour protéger la fondation de l'ouvrage.

Les dimensions du radier et des parafouilles doit respecter la règle de LANE pour assurer que le barrage soit à l'abri du renard.

Pour que la règle de LANE soit vérifiée, il faut que :

$C > C_{sol} C_{sol}$: Coefficient de LANE pour le sol de fondation.. Pour ce projet $C_{sol} = 3$ (argile moyen).

C : Coefficient de LANE calculé à partir de la relation suivante :

$$l_v + \frac{1}{3}l_h = C\Delta H$$

C'est-à-dire :

$$C = \frac{l_v + \frac{1}{3}l_h}{\Delta H}$$

l_v : La longueur des cheminements verticaux (comptés comme dans la théorie de BLIGH de haut en bas et de bas en haut)

l_h : La longueur des cheminements horizontaux,

ΔH : La dénivelée entre le niveau d'eau amont (H_{Amont}) et le niveau d'eau aval (H_{Aval}).

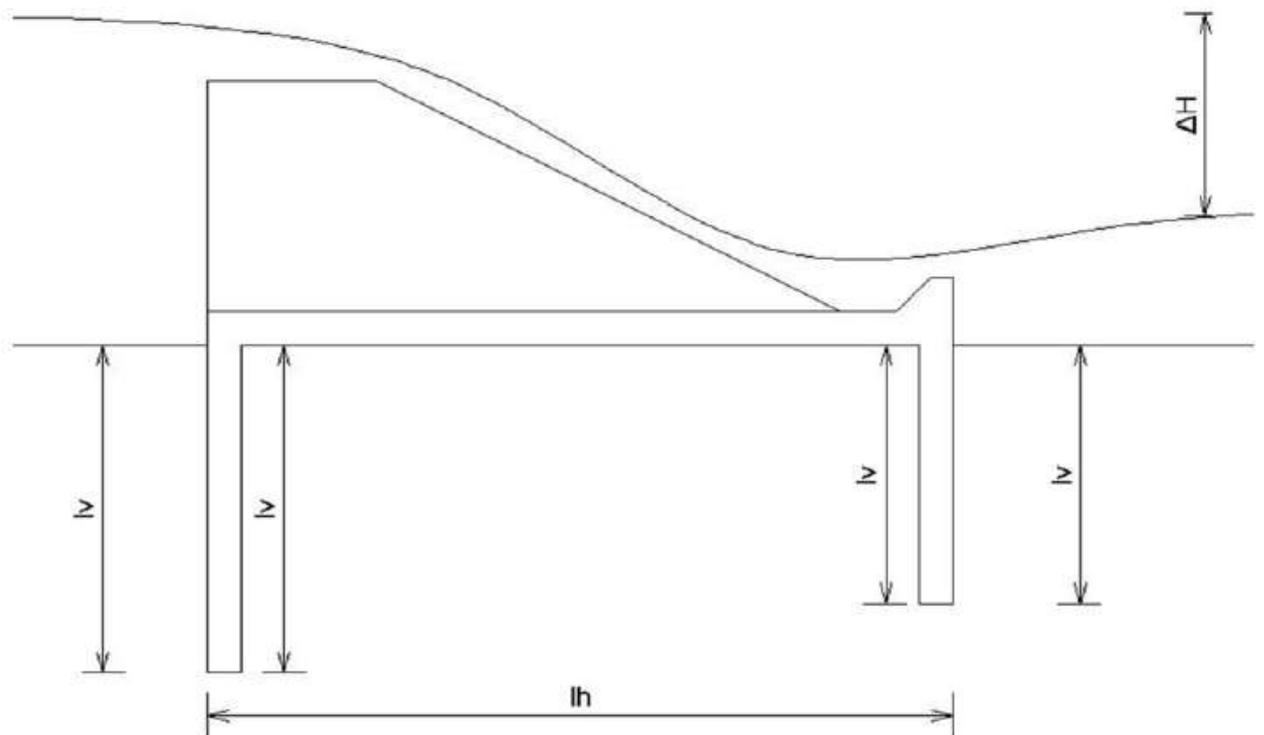


Figure n° 24 : Schéma de calcul de la règle de LANE

Les tableaux suivant donnent les dimensions caractéristiques du radier et des parafouilles ainsi que le calcul du coefficient C par la règle de LANE :

Tableau 31 : Dimensions du radier et des parafouilles

Radier amont (m)	1,00
Radier aval (m)	2,00
Parafouille amont (m)	0.50
Parafouille aval (m)	1,00

Tableau 32 : Calcul du coefficient C par la règle de LANE

Cheminement vertical l_v (m)	2.5
Cheminement horizontal l_h (m)	4.30
Dénivelée d'eau (m)	1.20
C calculé	3,3
C sol de fondation	3

Ce tableau montre que la règle de LANE est vérifiée.

7.5.2.2-Stabilité au glissement

Pour s'assurer que le barrage ne risque pas d'être emporté par les crues, il faut vérifier sa stabilité par rapport au glissement. En effet, les forces horizontales qui s'exercent sur le barrage tendent à le faire glisser. Le coefficient de sécurité vis-à-vis à un glissement doit être supérieur à **1,5** :

$$K_g = \frac{N}{T} \operatorname{tg}\varphi$$

N : résultante des forces stabilisantes,

T : résultante des forces déstabilisantes ;

$\operatorname{tg}\varphi$: coefficient de frottement entre le sol de fondation et le béton, $\operatorname{tg}\varphi = 0,577$ pour le contact entre sol meuble et béton ($\varphi=30^\circ$).

Après calcul (Cf Annexe 10 page A24), **$K_g = 1,63$** donc le barrage est stable par rapport au glissement. Il est tout de même indispensable de placer des pieux au niveau de la fondation du barrage.

7.4.2.3-. Stabilité au renversement

La stabilité au renversement du barrage traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées.

Le coefficient de sécurité au renversement est :

$$K_r = \frac{M_s}{M_r}$$

M_s : Somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur;

M_r : Somme des moments des forces qui tendent à stabiliser le mur.

La valeur de K_r doit être comprise entre **1,5 et 2**.

Le calcul (Cf. Annexe 10 page A25) a donné une valeur **$K_r = 1,82$** donc le barrage est stable au renversement.

7.2.6.4. Stabilité à la flottaison

En cas de décrue rapide, il faut vérifier la stabilité de du barrage par rapport à la flottaison. En effet, la sous-pression induite par les charges verticales avant les décrues tend à soulever l'ouvrage et risque de flotter.

Le coefficient de sécurité à la flottaison doit être supérieur à **1,1** c'est-à-dire :

$$K_f = \frac{\sum(W + S_c)}{\sum U}$$

W : forces verticales dues au poids du barrage.

S_c : Forces verticales dues à la surcharge provoquée par le poids de l'eau sur le radier,

U : sous pression.

Après calcul (Cf. Annexe 10, page A25), **Kf = 2,67** donc l'ouvrage est stable à la flottaison.

7.4.2.5-Stabilité interne

La vérification de la stabilité interne consiste à vérifier : la condition de non poinçonnement du sol de fondation,

Condition de non poinçonnement du sol de fondation,

Cette condition revient à vérifier si la contrainte maximale à la base de l'ouvrage ne dépasse pas la capacité portante du sol de fondation c'est-à-dire il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : est la résistance du sol de fondation, elle varie selon le type de sol d'après le tableau suivant (voir annexe 10, page A24). Pour ce projet **$\sigma_{sol} = 30 \text{ T/m}^2$** .

σ_{max} : est la contrainte maximale sur le sol de fondation, elle peut être calculée par la formule classique de la résistance des matériaux :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}$$

Avec :

N : somme des efforts normaux à la section en [kg],

S : aire de la section en [m²],

M : moment fléchissant dans la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la base,

v : la distance maximale de l'axe neutre exprimée en [m]

$$v = \frac{b}{2}$$

b : la base de fondation en [m].

I : moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du radier exprimé en [m⁴],

$$I = \frac{b}{12}$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau ci-après :

Tableau 33 : Calcul de la contrainte maximal sur le sol de fondation

M % à G [kg.m]	-430
N [kg]	3950
v (m)	2,15
I [m ⁴]	6,63
S [m ²]	4,30
σ_{max}	1,06
σ_{sol}	30

D'après ce tableau, la résistance du sol de fondation n'est pas dépassée ; la condition de non poinçonnement est donc vérifiée.

Les résultats obtenus précédemment montrent que les barrages sont réalisables du point de vue technique. Les calculs sont détaillés en Annexe 10 page A25-A26.

Le profil type des microbarrages est présenté en annexe 14 page A44

7.5-Dimensionnement des principaux ouvrages

7.5.1-Ouvrages de prise

7.5.1.1-Principe de dimensionnement

L'écoulement dans les ouvrages de prise est considéré comme un écoulement par un orifice. L'écoulement peut être noyé ou dénoyé mais dans le présent cas toutes les prises sont considérées comme noyées. Le débit est en pratique donné par la formule suivante :

$$Q = \mu S \sqrt{2g\Delta H}$$

Avec :

Q : débit en [m³/s],

μ : coefficient de contraction du débit ($\mu = 0,62$),

S : l'aire de l'orifice en [m²],

g : accélération gravitationnelle (9,81 m/s²),

ΔH : charge sur le centre de l'orifice en [m]. Elle est égale à la différence entre les niveaux d'eau en amont et en aval de la prise.

La vitesse de l'eau dans les orifices doit être comprise entre 0,6 et 1 m/s.

7.5.1.2-Résultats

La prise principale se trouve sur la rive droite du barrage. Elle fonctionne en orifice noyé et est équipée d'une vanne à crémaillère avec un système de levage manuel. La prise principale est de section rectangulaire et sa base est au niveau du plafond du canal primaire. Elle fonctionne encore bien et n'a pas besoins de redimensionnement.

Les prises parcellaires alimentent directement les parcelles. Il s'agit d'une buse fonctionnant en orifice noyé muni d'une vanne pour mieux contrôler le débit.

Il est prévu de construire 29 prises parcellaires sur le périmètre.

Après calcul, on a les résultats suivants :

Tableau 34 : Diamètres calibré des prises

Prise	Q (m3/s)	ΔH (m)	S (m2)	ϕ (m)	ϕ (mm)	ϕ calibré (mm)
PP1	0.010	0.75	0.0043	0.074	74	140
PP2	0.005	0.5	0.0026	0.057	57	80
PP3	0.005	0.6	0.0024	0.055	55	80
PP4	0.005	0.5	0.0026	0.057	57	80
PP5	0.005	0.7	0.0022	0.053	53	80
PP6	0.005	0.55	0.0024	0.055	55	80
PP7	0.005	0.5	0.0026	0.058	58	80
PP8	0.005	1	0.0018	0.048	48	80
PP9	0.015	1	0.0055	0.084	84	140
PP10	0.010	1.25	0.0033	0.065	65	80
PP11	0.010	1.25	0.0033	0.065	65	80
PP12	0.010	1.25	0.0033	0.065	65	80
PP13	0.005	1.25	0.0016	0.045	45	80
PP14	0.015	1.25	0.0050	0.08	80	140
PP15	0.005	1.25	0.0016	0.045	45	80
PP16	0.005	1.25	0.0016	0.045	45	80
PP17	0.015	1.25	0.0050	0.08	80	140
PP18	0.005	1.25	0.0016	0.045	45	80
PP19	0.005	1.25	0.0016	0.045	45	80
PP20	0.015	1.25	0.0050	0.08	80	140
PP21	0.020	0.3	0.0133	0.13	130	140
PP22	0.005	0.3	0.0032	0.064	64	80
PP23	0.020	0.3	0.0133	0.13	130	140
PP24	0.030	0.3	0.0201	0.16	160	200
PP25	0.025	0.3	0.0165	0.145	145	200
PP26	0.020	0.3	0.0133	0.13	130	200
PP27	0.010	0.3	0.0068	0.093	93	100
PP28	0.015	0.3	0.0102	0.114	114	140
PP29	0.035	0.3	0.0232	0.172	172	200

7.5.2-Partiteur de débit

Les partiteurs ou répartiteurs sont des ouvrages qui ont pour rôle de partager automatiquement le débit d'un canal entre plusieurs canaux dérivés. Les éléments principaux du partiteur sont :

- ✓ le canal principal ;
- ✓ le déversoir à crête épaisse ;
- ✓ le partiteur (lame mince qui divise la section de contrôle dans la proportion fixée par les débits dérivés) ;
- ✓ les canaux dérivés.

Dans notre étude, nous devons construire 4 partiteurs fixes pour alimenter les 4 canaux secondaires du périmètre.

Les canaux secondaire CS1, CS2, CS3 et CS4 irriguent respectivement 27 ha, 17 ha, 15 ha et 17 ha de rizière.

7.5.2.1-Principe de dimensionnement

Pour un partiteur fixe la méthode est comme suit.

On utilise la formule générale du débit sur un déversoir :

$$Q = ml\sqrt{2gh}^{3/2}$$

Où m : coefficient fonction de la forme et épaisseur du seuil avec m de 0,38 à 0,41

L : longueur du seuil (m)

H : hauteur d'eau en amont du seuil (m)

Le seuil qui est la partie la plus importante du partiteur, doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Hauteur du seuil : $h_s \geq 1,5h$ avec h : hauteur d'eau au dessus du seuil
- Longueur du seuil : $l \geq 10h$
- Epaisseur du seuil : $\geq 3,5h$

7.5.2.1-Résultats

La surface totale irriguée en aval du premier partiteur est de 122,5 ha avec un débit de 155 l/s.

Tableau 35 : Débit des canaux et pourcentage de débit dérivés

Partiteur	Superficie irriguée par les canaux dérivés [ha]	Dfc [l/s/ha]	Débit sur seuil [l/s]	Débit dérivé [l/s]	% débit dérivé
1	27	1.13	146.9	30.5	20.8%
2	17		116.4	19.2	16.5%
3	15		97.2	17.0	17.4%
4	17		80.2	19.2	23.9%

Tableau 36 : Résultats des calculs

Partiteur	h_s (m)	longueur seuil (m)	Epaisseur seuil (m)
1	0.50	0.7	0.5
2	0.50	0.7	0.4
3	0.50	0.7	0.4
4	0.50	0.7	0.3

Le partage du débit est assuré au moyen d'un volet vertical à arrête frontale, de mince épaisseur, dont les proportions des débits dérivés sont représentées en pourcentage dans le **Tableau 35**. Ces pourcentages fixent la position du volet vertical au niveau du partiteur qui partage le débit selon les proportions.

Un plan de partiteur sera présenté en annexe 14 page A43.

7.6-Reprofilages du canal primaire et des digues

Les digues du canal primaires sont en très mauvais états. Des travaux doivent être réalisés sur les digues du canal primaire pour améliorer la protection du périmètre contre une rupture de celle-ci et afin d'optimiser l'apport en eau.

Voici le profil correspondant à chaque tronçon :

- CP1
 - h=0,75 m
 - b=1 m
 - m=1/3
- CP2
 - Hd=2 m
 - b=1 m
 - m=1/3
- CP4 à CP6
 - Hd=2 m
 - b=0,7 m
 - m=1/3

- CP7 à CP11
 - Hd=1,5 m
 - b=0,5 m
 - m=1/3

Hd : hauteur de la digue

b : base du canal

m : fruit du canal et des talus de la digue

La revanche du canal sur chaque tronçon a été prise à 0,5 m.

Le tronçon CP1 ne comporte pas de digue, le canal est creusé sur une partie surélevé, h représente la hauteur du canal.

Le fruit des talus a été choisi de tel manière à économiser le plus de terre possible en conservant le talus des berges et des digues déjà en place.

Pour minimiser l’empreinte environnemental du projet et pour faire des économies, il sera privilégié d’utiliser les matériaux de curage et des emprunts locaux pour le remblayage des digues.

Chapitre 8 : Etudes hydrauliques de l'irrigation par aspersion

Pour plus d'efficacité, l'irrigation par aspersion sera adoptée. Le dimensionnement des trames et composants du système sera exposé dans ce chapitre.

8.1. Le captage

8.1.1-Hypothèse de débit

Pour l'estimation des débits pouvant être mobilisé, nous allons utiliser la formule de Dupuit venant de la loi de Darcy.

Elle s'écrit :

Nappe libre

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h^2)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}$$

Nappe captive

$$Q = \frac{2\pi ke(H - h)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}$$

Avec :

K: la perméabilité ;

H: la hauteur d'eau au repos;

h : la hauteur d'eau restant au cours du pompage ;

R : rayon d'action ;

r : rayon du puits.

e : épaisseur de la nappe captive

8.1.2-Propriété de la nappe

A partir des données recueillies et les études menées par la JIRAMA et l'entreprise SANDANDRANO, on a pu obtenir l'épaisseur de la nappe.

L'entreprise SANDANDRANO a effectué des sondages géophysiques sur place à l'Akany Tanjombato à Namehana qui se trouve sur la plaine et a obtenu que l'épaisseur de la nappe varie de 5 à 6m dans la zone. La nappe se trouve en moyenne à une profondeur de 3m et son épaisseur moyenne est de 6 m.

D'après la campagne de mesure, on a pu avoir les coupes géophysique suivantes :

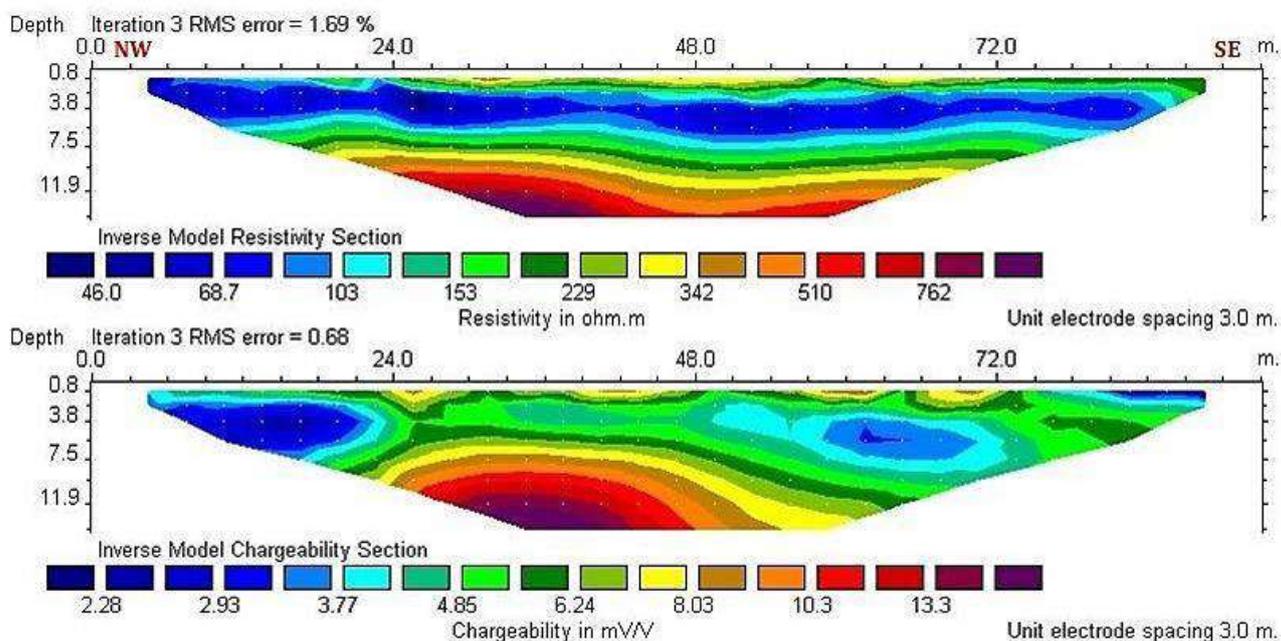


Figure n° 25 : Coupes géoélectriques à l’Akany Tanjombato

D’autre part, la JIRAMA a effectué des sondages plus en amont à Tsarafara sur la rive droite de la Mamba dans le but d’exploiter le sous écoulement de la rivière.

Ainsi, elle a pu tirer la coupe suivante représentant le profil type des strates le long de la rivière.

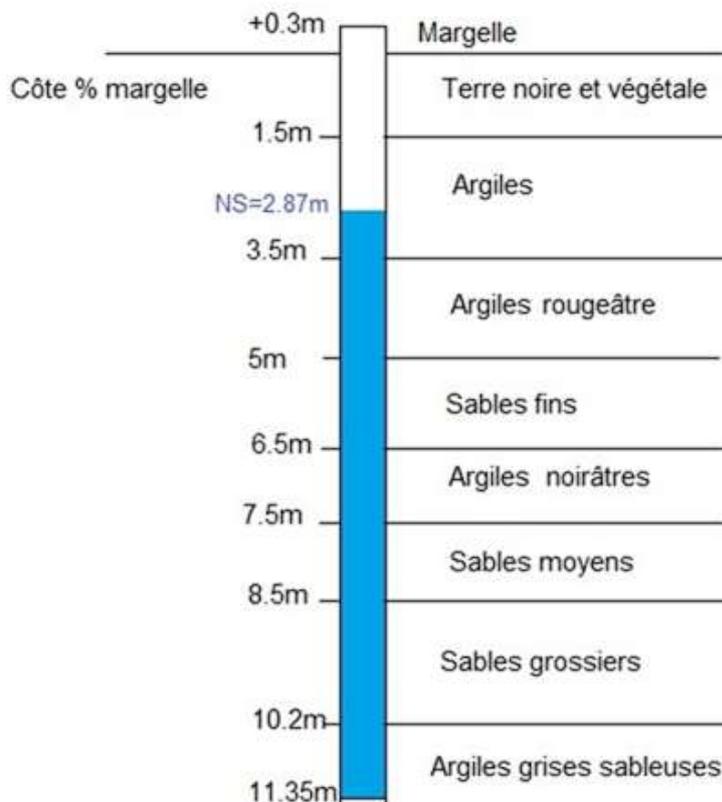


Figure n° 26 : Coupes stratigraphiques de la JIRAMA à Tsarafara

Pour plus de précision des études plus poussés et détaillés doivent être faites comme des coupes des études géophysiques à plus grandes échelles sur le périmètre.

Pour notre cas, d’après cette coupe et vue que nos puits seront proches de la Mamba pour capté le sous écoulement, on va prendre comme épaisseur de la nappe égale à 6m.

8.1.3-Résultats

D’après ces constatations et les hypothèses, on a :

Tableau 37 : Hypothèse de débit des ouvrages de captage

Puits	Type de nappes	K (m/s)	Epaisseur de la nappe	H (m)	h(m)	R(m)	r(m)	Q (m3/s)	Q (m3/h)
Référence	Libre	0,00012	6	6	3	100	1	0,0021	7.9

Pour le calcul, on prendra comme hypothèse qu’un puits peut débiter 7,9m³/h.

8.1.3-Ouvrages de captage

Il est à noter que les installations seront disposées le long de la rivière Mamba afin de capter le sous écoulement de la rivière. Pour optimiser le débit de captage, on prévoit aussi de mettre des drains rayonnant sur les puits.

Le cuvelage consiste à introduire dans le trou des buses pour éviter l'effondrement des parois et afin d'assurer un bon captage.

Réalisé en général par des cylindres en bétons assemblés de manière étanche à travers l'épaisseur d'altération et ancré de façon régulière, plusieurs techniques peuvent être utilisées pour la construction de buses de cuvelage :

- le cuvelage en béton armé
- le cuvelage continu descendu par havage
- les cuvelages métalliques

Pour le cas de l'Entreprise SANDANDRANO, le type de buse utilisé est le type « ferrociment ».

Le choix du ferrociment est surtout dû à la facilité de l'utilisation, celle de l'entretien, et à sa fabrication qui peut être effectuée avec des matériaux simples à trouver, peu onéreux mais pouvant parvenir à obtenir des buses très solides et fort semblables à celles en béton armé. Les parois d'une buse en ferrociment sont renforcées par une armature en toile métallique ou de grillage d'une faible épaisseur servant de coffrage afin de mettre en place le ciment tout autour des armatures.

L'ouvrage de captage est donc constitué par des buses superposées dont les caractéristiques d'une buse sont les suivantes :

- 1m de hauteur
- 1m de diamètre intérieur
- 1,20m de diamètre extérieur
- en ferrociment dosé à 250kg/m³
- avec des fers ronds de 6mm de diamètre
- diamètre des barbacanes : 40mm (cas des buses barbacanées)

Il est à noter qu'un massif filtrant ou massif de sable est introduit dans la partie captant du puits, c'est-à-dire dans l'espace annulaire compris entre la barbacane et le terrain de telle manière qu'ils sont bien agencés en faisant office d'un filtre artificiel inséré ; et dans la partie en profondeur en prévoit un massif en gravier. Un plan de captage sera présenté en annexe 14 page A42.

La localisation des puits est indiquée par la figure suivante :

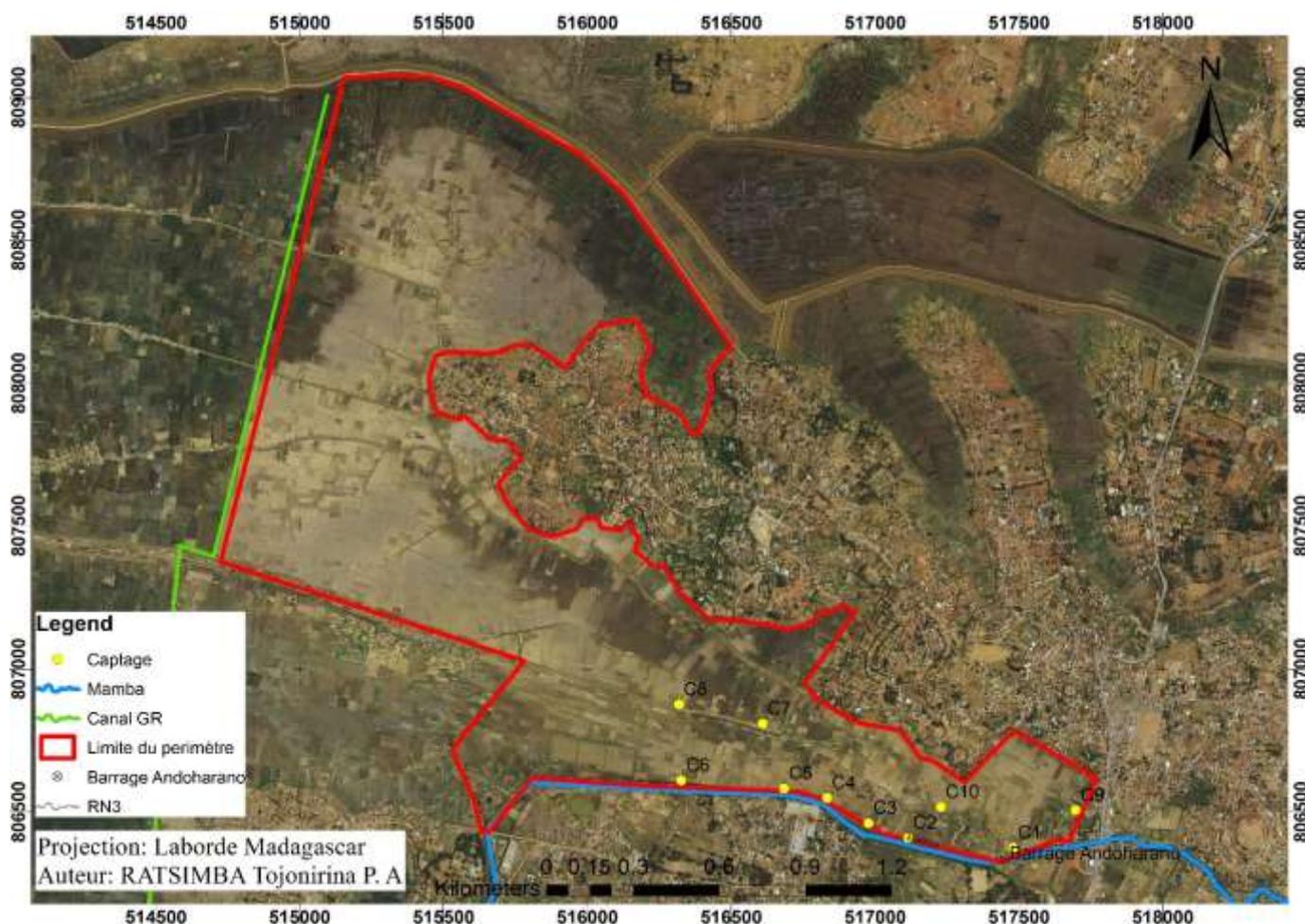


Figure n° 27 : Localisation des puits de captage

8.2-Besoin en eau de la culture de choux et du haricot

Les besoins d'irrigation, à l' exclusion des précipitations, représentent la quantité d'eau requise pour la production normale des cultures. Elle inclut l'évaporation des sols et certaines pertes inévitables dans des conditions données. Elle est habituellement exprimée en unités de hauteur d'eau (mm) et se définit en termes mensuels, saisonniers ou annuels, ou pour une saison culturale particulière.

8.2.1-Reserve utile

En irrigation par aspersion, la détermination des besoins en eau est fonction essentiellement des caractéristiques du sol. Ceci étant, la capacité de rétention du sol joue un grand rôle dans cette estimation ce qui nous mène à la notion de « réserve utile ». La réserve utile n'est autre que la quantité d'eau retenue dans la tranche du sol explore par la racine entre le point de ressuyage ou capacité de rétention et le point de flétrissement. Elle représente la

quantité maximale que le sol peut mettre à la disposition de la culture notée beaucoup plus élevée quand la texture est fine.

Elle est notée :

$$RU = Zr \times (\theta_{max} - \theta_{fp})$$

RU est exprimé en [mm/cm de sol]

Zr: Profondeur d'enracinement en [mm] ; valeur donnée par le CROPWAT

θ_{max} : Capacité de rétention [%] ;

θ_{fp} : Point de flétrissement permanent [%].

En matière de pédologie, la texture du sol est essentiellement composée d'Argiles sableuses et les caractéristiques hydriques selon les textures sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau 38 : Propriétés physiques des sols (valeurs moyennes)

Type de sol	Texture légère (grosière) Sable limoneux et limon argileux	Texture moyenne Limon sableux et limon très fin	Texture lourde (fine) Limon argileux fin et argile
Capacité de saturation, % poids	25-35%	35-45%	55-65%
Capacité au champ (θ_{max}), %poids	8-10%	18-26%	32-42%
Point de flétrissement (θ_{fp}), %poids	4-5%	10-14%	20-24%
Capacité de saturation/ θ_{max}	2/1	2/1	2/1
θ_{max}/θ_{fp}	2/1	1,85/1	1,75/1
Densité en vrac (poids par volume) g/cm ³	1,4-1,6	1,2-1,4	1,0-1,2
Tension d'humidité des sols (bars):			
* à la capacité au champ	0,1	0,2	0,3
* au point de flétrissement	15	15	15
Temps requis de la saturation à la capacité au champ (h)	18-24 h	24-36 h	36-89 h
Taux d'infiltration (mm/h)	25-75 mm/h	8-16 mm/h	2-6 mm/h

Source : « Techniques d'irrigation sous pression » Edition FAO.

Tableau 39 : Réserve utile

Culture	Zr [m]	θ_{max}	θ_{fp}	RU [mm]
Chou	0.5	0.36	0.22	70.0
Haricot	0.7	0.36	0.22	98.0
Ray grass	0.5	0.36	0.22	70.0

8.2.2-Réserve facilement utilisable

De cette réserve utile, la fraction disponible d'une tension suffisamment faible pour que la plante transpire l'ETR représente « la réserve facilement utilisable » correspondant à la

succion critique. Le coefficient de réduction utilisé dépend essentiellement de la valeur et de la profondeur d'enracinement.

$$RFU = f \times RU$$

f= 0,67 pour les cultures de faible valeur avec enracinement profond.

Tableau 40 : Reserve facilement utilisable

Culture	RU [m]	f	RFU
Chou	84.0	0,67	46,3
Haricot	98.0	0,67	65,7
Ray grass	70.0	0,67	46,9

8.2.3-Dose d'irrigation

La dose d'irrigation s'obtient ensuite par cette valeur de RFU affectée de l'efficience d'irrigation E_a , caractérisant l'efficacité avec laquelle l'eau repartie sur le champ est emmagasinée dans la zone racinaire pour être utilisé par la plante. E_a est prise à 0,75.

$$dg = \frac{RFU}{E_a}$$

Tableau 41 : Dose d'irrigation

Culture	RFU [mm]	E_a	dg [mm]
Chou	56.3	0,75	62,5
Haricot	65.7	0,75	87.55
Ray grass	46.9	0,75	62.53

8.3-Doses et fréquence d'arrosage

Lorsque les besoins en eau des cultures tout au long de leur phase de croissance sont connus, il reste à estimer les quantités d'eau d'irrigation à fournir au niveau de la parcelle. En effet, les paramètres allant à la détermination de ces doses et fréquences d'arrosages sont, notamment la périodicité et la pluviométrie de l'asperseur.

8.3.1-Périodicité

La périodicité définit l'intervalle de temps entre 2 arrosages sur la même partie de la surface et s'obtient en faisant le rapport entre la RFU et le déficit pluviométrique DP.

Le déficit est estimé pour le mois le plus sec de la période de croissance de la culture :

$$DP = Kc \times Etp - P_{eff}$$

Avec $Kc= 0,91$ pour le mois de Juin.

ETP calculé suivant Penmann et donné par le Cropwat est de $(2,3 \times 30j) = 69,3$ mm/mois.

Dans le paragraphe 4.1.3.2 concernant le Bilan hydrologique, l'ETP a aussi été déterminé par la méthode de Thornthwaite et le résultat est de l'ordre de 66mm/jour. (Ceci montre que les deux formules sont toutes valables. Et il paraît intéressant d'utiliser Thornthwaite qui ne nécessite que la température comme paramètre à utiliser.)

P_{eff} : la pluviométrie efficace du mois correspondant à 0,2 (mm/j).

Tableau 42 : Déficients pluviométriques

Culture	KC	Etp [mm/jr]	Pe [mm/jr]	DP [mm/j]
Chou	0.95	3.2	0.17	2.87
Haricot	0.98	3.2	0.17	2.96
Ray grass	0.97	3.2	0.17	2.93

Et la périodicité est telle que :

$$t_p = \frac{RFU}{DP}$$

Tableau 43 : Périodicités

Culture	Tp [j]
Chou	18
Haricot	29
Ray grass	21

Donc l'arrosage s'effectue et se refait respectivement pour le chou, le haricot et le Ray grass tous les 18, 29 et 21 jours sur une même surface.

Pour notre cas, la périodicité de 20 jours sera prise pour le calcul. La totalité du périmètre va être disposée et divisée selon cette valeur.

8.3.2-Pluviométrie

Pour ce faire, il est nécessaire de déterminer la pluviométrie ou le taux moyen d'application qui est fonction du débit de l'aspersion et de l'espacement de ces derniers. Il revient alors de faire le choix des aspersion à utiliser.

Le choix doit avant tout respecter la condition économique qui oblige un débit le plus bas possible et un espacement plus grand. Ceci dépend du catalogue existant ; comme dans notre cas l'aspersion choisie est celle avec une double buse :

Tableau 44 : Caractéristiques des asperseurs

MARQUE RAIN BIRD	
Débit asperseur (m ³ /h)	0,95
Ecartement asperseur SL×Sm (m)	12x18
Pluviométrie (mm/h)	4,4
Pression de service (bars)	2,1
Diamètre couvert (m)	28

La pluviométrie va être calculée suivant la formule suivante :

$$Pluviométrie (mm/h) = \frac{Débit\ de\ l'asperseur (l/h)}{SL \times Sm (m)}$$

Une figure illustrative des dispositions et caractéristiques des asperseurs est présentée ci-dessous:

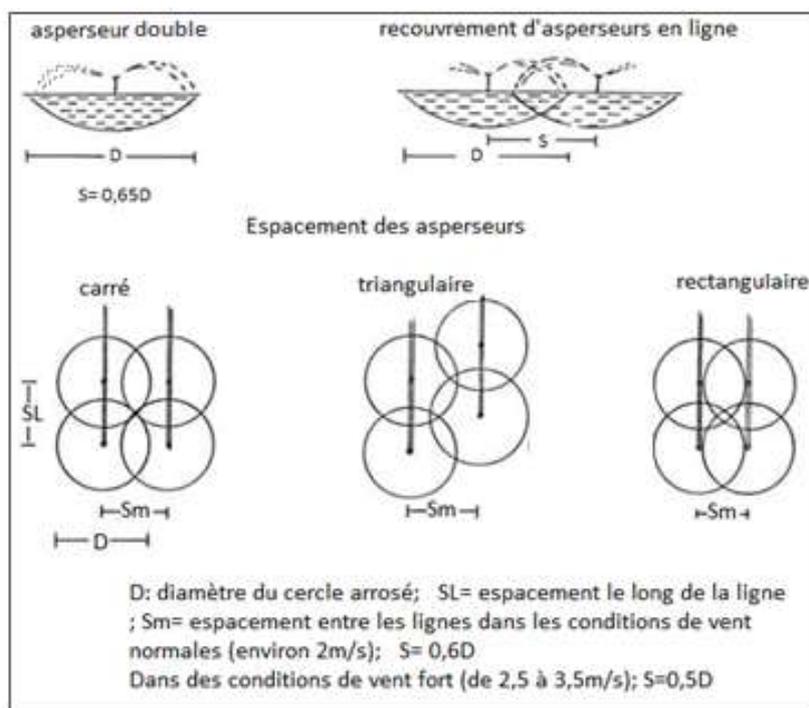


Figure n° 28 : Disposition des asperseurs

Source : Manuel des techniques d'irrigation sous pression, Edition FAO.

8.3.3-Heure effective d'arrosage

La durée d'irrigation effective sur chaque parcelle s'avère aussi un paramètre indispensable au choix de la disposition du système d'irrigation. Le type d'installation va dépendre surtout de ce facteur, que ce soit de type permanent ou portatif.

Cette durée d'arrosage est le rapport entre la dose d'irrigation et la pluviométrie.

Soit :

$$D(h) = \frac{\text{Dose d'irrigation}(mm)}{\text{Pluviométrie}(mm/h)}$$

La dose d'irrigation étant calculée dans le chapitre précédent (besoins en eau). L'heure effective d'irrigation est de :

Tableau 45 : Durée d'arrosage

Culture	Dg (mm)	Pluviométrie (mm/h)	Durée d'arrosage (h)
Chou	62,53	4.4	14
Haricot	87.55	4.4	20
Ray grass	62.53	4.4	14

8.3.4-Fréquence d'arrosage

Comme valeur obtenue, la durée d'arrosage d'une position est de 14h. Dans une parcelle il y a 4 positions de la rampe par parcelle. Deux rampes travail en même temps. Donc pour irriguer une parcelle il faut effectivement 28h maximum. Cette valeur correspond à l'arrosage du Ray grass qu'on prend en exemple.

Cependant, 28 h d'arrosage continue semble n'être pas trop réaliste vis-à-vis du système mis en place pour les agents chargés du suivi et par rapport au fait que le pompage est au fil du soleil, qui ne fonctionnant pas la nuit. Donc, on est réduit à 10h d'arrosage par jour, pour les déplacements des rampes, cas des installations semi portatives ou portative, il y aura largement de créneau. Une parcelle sera à ce moment arrosée 3 jours. On effectue ainsi l'arrosage d'une parcelle ensuite on passe à une autre et bout de 20 jour la périodicité, on revient au premier.

Le système à mettre en place doit donc être arroser au bout de 20 jours.

Sachant qu'une parcelle est irriguée en 3 jours et que deux rampes fonctionnent en même temps. On peut donc irrigué 12 parcelles en 20 jours.

8.4-Conception du réseau

8.4.1-Disposition général du périmètre

La configuration du réseau repose en grande partie sur les questions économiques pour que la rentabilité du projet soit atteinte. Aussi il faut donc minimiser les équipements techniques mis en place d'où l'option d'installations semi- portatives. Principal atout du système par aspersion, les rampes pourront être déplacées d'une parcelle à l'autre, ce qui demande bien sur des types parcelles identiques sur tout le périmètre. Chose qui est loin d'être évident puisque la

configuration naturelle du terrain semble très compliquée d'autant qu'il y a plusieurs propriétaires.

De ce fait, on a effectué l'étude pour une unité d'étude que l'on rapportera à l'hectare puis à un ensemble de 30 ha qui sera notre objectif à atteindre.

L'étude topographique est un élément essentiel dans cette étude, le périmètre étant disposé sur une plaine les pertes de charges due au relief est plus négligeable. Dans la mesure du possible, l'objectif est de concevoir des parcelles de même configuration technique et géométrique. Mais le résultat de l'étude a abouti à un seul type de parcelles théorique biens distinctes.

Le long des conduites primaires, des dérivations seront faite pour accéder aux parcelles, on irriguera une parcelle à la fois à partir d'une seule unité de pompage. Lorsque la parcelle en cours d'irrigation sera irriguée on passe à une autre parcelle et ainsi de suite.

Pour notre étude, le système de référence est alimenté en eau par une pompe immergé, le nombre total de parcelle est de 12.

Il est aussi à noter que cette configuration finale du réseau priorise les surfaces déjà plantées en Ray grass et en maraichage ainsi que les rizières propices au maraichage, ces parties sont en totalité couvertes par le réseau. La conception a aussi pris en compte les ressources en eau surtout les débits mobilisables possibles.

8.4.2-Disposition au niveau des parcelles

Au niveau de chaque parcelle, la position et le nombre des rampes suit à la fois l'écartement prescrit ($S_m = 18m$) et la longueur totale de la parcelle conçue:

$$nb\ rampe = \frac{longueur\ parcelle}{S_m}$$

Et de même, le nombre des asperseurs dépend de l'écartement ($SL = 12m$) et de la largeur des parcelles. Mais il est à noter que le premier asperseur sera placé à une distance $SL/2$ (c'est-à-dire à 6m de la rampe).

$$nb\ asperseur = \frac{largeur\ parcelle}{SL}$$

Toutefois, on peut toujours diminuer le nombre d'asperseur obtenu par calcul, dans le but économique, mais il faut tenir compte du « diamètre couvert » par l'asperseur (25,5m).

La longueur totale de la rampe ne sera pas forcément égale à la largeur totale de la parcelle, mais s'achèvera au placement du dernier asperseur. Elle sera déterminée suivant la formule :

$$longueur\ rampe = SL(X - 1) + \frac{SL}{2}$$

X : nombre d'asperseurs sur une rampe.

Dans notre cas, on va fixer un seul type de parcelle pour pouvoir faciliter le déplacement et installation. Les caractéristiques du périmètre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 46 : Caractéristiques de la parcelle

Type parcelle	Lg (m)	Larg. (m)	Nb parcelles	Nb rampes	Nb arroseurs	Lg rampe (m)	Nb total arroseurs	Débit parcelle (m3/h)
	54	39	12	2	4	18	4	3,8

Le débit d'une parcelle est obtenu par le produit du débit transit par une rampe, par le nombre total de rampe dans cette même parcelle. La durée d'une campagne d'irrigation est évoquée par le Cropwat comme le nombre de mois où la plante présente des besoins d'irrigation c'est-à-dire : du mois d'Avril à la deuxième décade du mois de Novembre. Cette durée de campagne conditionnera le besoin total de l'irrigation pour une année d'irrigation.

La pompe irriguera 2 parcelles à la fois et débitera 7,6 m3/h.

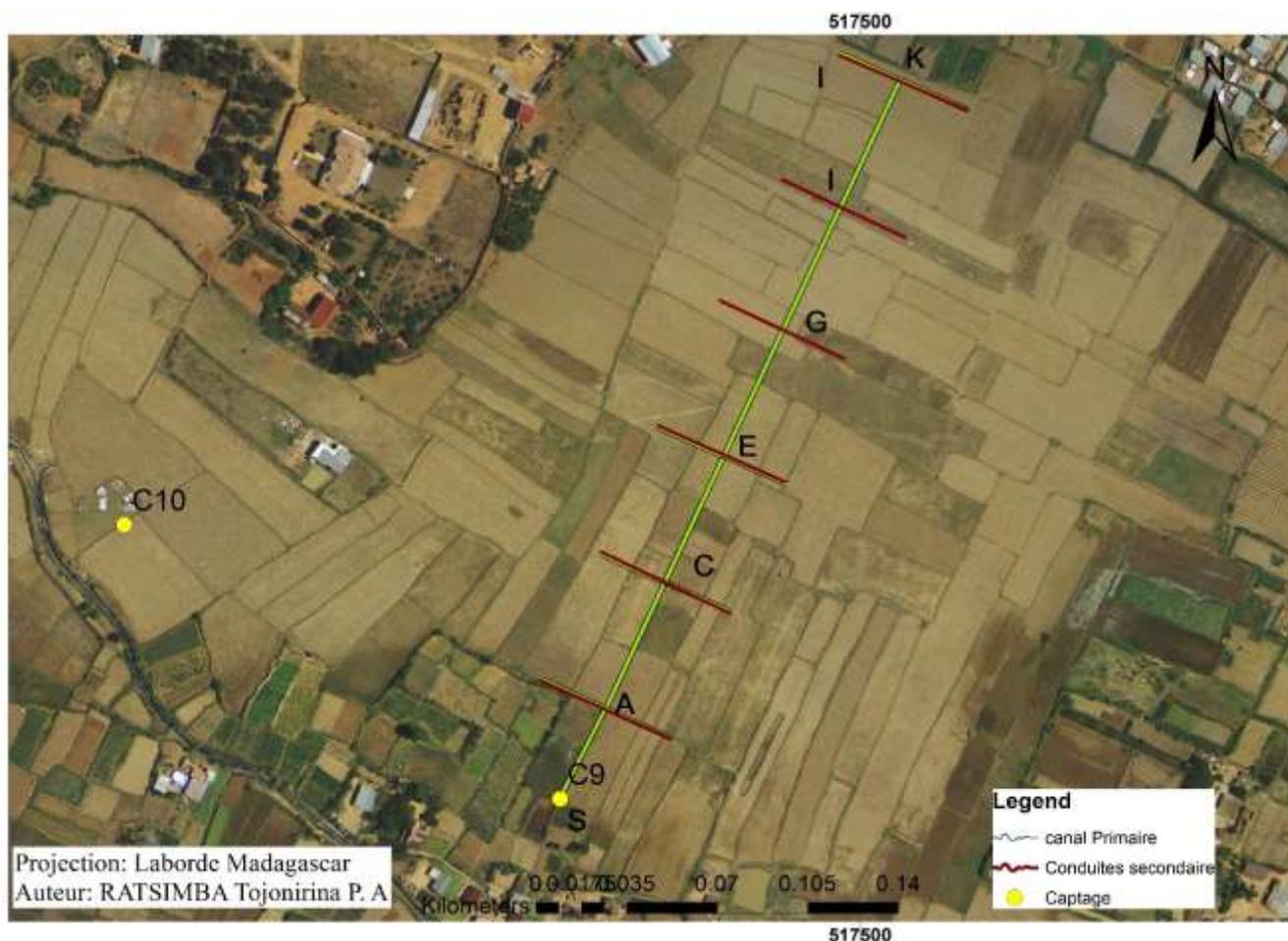


Figure n° 29 : Disposition des parcelles

8.5-Dimensionnement des conduites

8.5.1-Dimensionnement des rampes

Pour un écoulement dans une conduite, si le diamètre et le débit restent constants tout au long de la conduite, la charge ou la ligne d'énergie décroît linéairement avec la distance. Pour le cas d'une rampe fonctionnelle, le débit diminue après chaque sortie (asperseur) et la perte de charge unitaire n'est par conséquent plus constante le long de la rampe mais diminue du début jusqu'à la fin.

Dans le calcul de la perte de charge totale d'une rampe, le résultat escompte est la connaissance de la ligne d'énergie le long de la rampe qui est très importante pour la conception d'un système d'irrigation par aspersion.

En 1942 Christiansen a proposé un calcul en supposant que tous les débits Q en sorties sont identiques aux débits Q de sorties moyennes et que les n sorties sont uniformément réparties sur la longueur de la rampe. Et la détermination de la perte de charge totale d'une rampe est de la forme :

$$\Delta H = F_c \times \frac{K_2 \times L \times Q^m}{D^{2m+r}}$$

ΔH : perte de charge totale

F_c : Coefficient de correction

K_2 : Coefficient de perte de charge

L : longueur de la rampe

Q : débit livre à la rampe

D : diamètre de la rampe

n : nb d'arroseurs

Cette équation montre que la PDC d'une rampe est déterminée en multipliant la PDC d'un tuyau équivalent véhiculant un débit Q , et ayant un diamètre et une longueur identique à ceux de la rampe par un coefficient K_2 . Ce coefficient de correction est fonction du nombre total de sortie n et de l'exposant de l'équation de PDC « m ».

Son expression est de la forme :

$$F_c = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2n} + \frac{\sqrt{m-1}}{6m^2}$$

La valeur de Fc en fonction de m et n pour la parcelle type est représentée dans le tableau :

Tableau 47 : Valeur des coefficients de correction

Type parcelle	m	n	Fc
36x27	2	3	0.625

Et les autres paramètres de la formule de ΔH sont déterminés comme suit :

$$K_2 = K_1 \times \left(\frac{4}{\pi}\right)^m$$

$$K_1 = \frac{\lambda}{2g}$$

Il reste donc à déterminer le coefficient λ .

8.5.1.1-Détermination du coefficient λ

Il revient à calculer la valeur du nombre de Reynolds « Re » pour pouvoir ensuite choisir la formule appropriée dans la détermination de λ .

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

V : vitesse de l'eau dans la section considérée de la conduite, elle doit être comprise entre 0.6 et 1,2 m/s.

D : diamètre intérieure de la conduite en (m) ;

ν : viscosité cinématique du fluide en (m²/s). ($\nu = 1,301 \times 10^{-6}$ m²/s).

Pour D= 0,020 m → Re=25826 une valeur comprise entre 3000 et 100 000 alors la

Formule utilisée sera celle de COLEBROOK-WHITE.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,17D} + \frac{5,1286}{Re^{0,89}} \right)$$

Avec :

λ : Coefficient de PDC.

ε : Coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (0,0015 mm)

D : diamètre de la conduite (m)

Re : Nombre de Reynolds

La valeur obtenue est de l'ordre de:

$$\lambda = 0.027$$

8.5.1.2-Dimension des rampes

Les pertes de charges ΔH selon Christiansen pour les 4 types de parcelles sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 48 : Dimension des rampes

Type parcelle	L (m)	Types	D (mm)	Q (l/h)	ΔH (m)
36x27	18	PEHD 10 bars	20	1,9	1,25

Le critère d'évaluation admissible est de $\Delta H < 20\%$ de la pression de fonctionnement de l'asperseur choisi, c'est-à-dire :

$$\Delta H < 4 \text{ m CE}$$

Le dimensionnement des rampes est alors acceptable.

8.5.2-Dimensionnement des conduites primaires et secondaires

8.5.2.1-Type de tuyau :

Les tuyaux en PEHD sont choisis pour des raisons économiques, de maniabilité et de facilité d'installation :

- ❖ Ils sont insensibles aux eaux agressives et à la corrosion,
- ❖ Grâce à leur légèreté, ils sont faciles à transporter, Livrés en rouleau de 50m à 100m, ils diminuent le nombre de joints nécessaires,
- ❖ Ils sont fabriqués localement à Madagascar et leur longévité est estimée à 30ans.

8.5.2.2-Pertes de charge :

Les pertes de charges sont dues au frottement de l'eau sur la paroi du tuyau (pertes de charge linéaires), à des modifications locales de l'écoulement (pertes de charge singulières) et au frottement de l'eau sur elle-même.

La perte de charge est obtenue par la formule de l'abaque donnée par le SMTP. Elle est exprimée par la formule suivante :

$$j_l = 1\,896\,588 \times \frac{Q^2}{D^5}$$

Dans laquelle

j_l : la perte de charge en m/m

Q : le débit à transiter en l/s

D : le diamètre nominal de la conduite en mm

La perte de charge singulière est donnée par la formule :

$$J_s = k \frac{v^2}{2g}$$

Où :

g: accélération de la pesanteur [m/s²]

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

k : coefficient de perte de charge adimensionnel

La perte de charge totale est donc :

$$J = (j_l \times L) + J_s$$

Où :

J : la perte de charge totale [m]

L : la longueur de la conduite [m]

8.5.2.2-Choix des diamètres :

On utilise le catalogue de la SMTP et on fixe le diamètre qui nous convient en contrôlant que la pression et la vitesse de l'eau correspond à la valeur attendue.

La vitesse de l'eau acceptable dans les conduites est de l'ordre de 0,4 à 1,7 m/s. Les faibles vitesses inférieures à 0,4m/s peuvent entraîner la formation de dépôts dans les conduites, tandis que les vitesses supérieures à 1,7m/s entraînent des pertes de charges trop élevées pouvant induire des risques de détérioration des pièces du réseau (joints, asperseurs etc.).

D'après tous ces critères et les calculs, les diamètres des tuyaux pour les conduites primaires sont de **50 mm** entre SA et **40 mm** entre SK et pour les conduites secondaires, le diamètre est de **40 mm**.

Les détails de calcul sont exposés en annexe 13 pages A29-A30

8.6-Le pompage

8.6.1-Choix de la Pompe :

Le débit de la pompe immergé est de 0,0011 m³/s ou 1,9 l/s, cela correspond au somme des débits des deux rampes de la parcelle.

8.6.2-Hauteur Manométrique Totale : (HMT)

C'est la somme de la hauteur géométrique, c'est-à-dire la dénivellation entre le niveau d'eau dans le puits et le niveau d'eau dans le château d'eau, et la somme des pertes de charges dans les tuyaux de refoulement et d'aspiration.

$$HMT = H_{geo} + J_{asp} + J_{ser}$$

H_{geo} : Hauteur géométrique totale (somme de la hauteur géométrique d'aspiration et de refoulement, c'est-à-dire le dénivelé entre la ressource en eau et la parcelle [m], après calcul ;

$$H_{geo} = 8,85 \text{ m.}$$

J_{asp} : Pertes de charges sur l'ensemble des tuyaux sont de 7,46 m,

J_{ser} : La pression nécessaire pour faire fonctionner le matériel [m], la pression de fonctionnement des asperseur est de 21 m.

Alors la HMT est de $HMT = 37,31 \text{ m}$

8.6.3-Rendement de la pompe : (η)

On va prendre pour rendement global de la pompe $\eta = 0,75$

8.6.4-Puissance de la pompe : (P)

La puissance développée par la pompe, en tenant compte de la hauteur manométrique totale de 34.84m et le rendement global de 75%. La formule utilisée est :

$$P = \frac{Q \times HMT \times 0.763}{75 \times \eta}$$

Avec :

η : Rendement de la pompe

Q (l/s): Débit de la pompe

HMT (m) : Hauteur Manométrique Totale

P(kW) : La puissance à développer par la pompe

Après calcul, on a :

$$P = 1,07 \text{ kW}$$

Donc la pompe dont nous avons besoins doit correspondre au critère suivant :

$$\begin{cases} P \geq 1070 \text{ W} \\ HMT \geq 37,31 \text{ m} \end{cases}$$

8.6.5-Caractéristiques des conduites de refoulement :

Les tuyaux de refoulement ont un diamètre de 50 mm en PEHD.

8.6.6-Abri pour recevoir les équipements de contrôle de la pompe

Trois 3 bâtiments en maçonnerie de brique, toiture en TOG de dimension extérieure 3mx3m ; à une seule salle avec portes en menuiserie métallique sera construit pour faire office de salle de contrôle et de logement du gardien.

Les cellules photovoltaïques seront disposées sur le toit du bâtiment et sur une aire disposée à cet effet.

Le plan de l'abri pompe est en annexe 14 page A45.

Troisième partie : Etudes Economiques et Environnementales du projet

Chapitre 9-Études économiques et environnementales

Tout projet doit être sujet à une étude économique pour voir sa viabilité et sa possibilité de réalisation, d'autre part une étude environnementale est aussi nécessaire et indispensables comme les textes et lois l'indique. Nous verrons donc dans ce chapitre l'étude économiques et environnemental du projet.

9.1-Études économiques

L'estimation du coût du projet consiste à évaluer les coûts d'investissements ainsi que les charges d'exploitation, qui rapportés aux coûts de production, permettra l'évaluation de la rentabilité du projet.

Les coûts d'investissement incluent les dépenses durant la mise en place de tous les aménagements, en notant que la part du réseau de distribution prend les 10 % du coût total des investissements.

Par ailleurs, la charge d'exploitation le coût des matériels agricoles, intrants, main d'œuvre, et des travaux d'aménagement ont été estimés suivant les valeurs obtenues pendant les investigations sur terrain. Ainsi, le coût de production est fixé par rapport au cout local de semence, et est estimé à Ar 108 000 000.

L'établissement des métrés suivi du bordereau détail estimatif, a donné un coût global du projet d'aménagement d'Ar 617947040,40TTC. Le tableau suivant résume le coût estimatif de chaque ouvrage. Les détails de métré, bordereau de prix unitaire ainsi que BDE sont en annexes 13 page A33.

Tableau 49: Cout estimatif de chaque ouvrage

Désignation	Montant [Ar]
Frais généraux	4000000.00
Constructions barrages	41 258 900.00
Constructions des partiteurs	4 998 900.00
Ouvrages de prise	12 688 400.00
Remise en états du canal primaire et des digues	204 700 000.00
Remise en états CANAL SECONDAIRE	15 000 000.00
Puits de captage	183 256 000.00
Abri pompe et centre de contrôle	21 548 430.00
Réseau de Distribution	54 818 500.00
Total HT	542 269 130.00
TVA 20%	0,20
TOTAL TTC	650 722 956.00

Les métrés sont obtenus à partir de la conception de l'ouvrage et des travaux et toutes les mesures obtenues sont en unités MKSA. Le BDE sera formé à partir des Prix Unitaires et des métrés obtenus.

9.1.1-Avantage du projet

L'avantage du projet du point de vue économique est l'augmentation du rendement et la multiplication des variétés qui ouvre encore plus de possibilité de marché et d'opportunité.

Tableau 50 : Hypothèse d'amélioration des rendements

Désignations	Avant aménagement		Après aménagement	
	Superficie (ha)	Rendement (t/ha)	Superficie (ha)	Rendement (t/ha)
Riz	150	2,7	234	4
Maraichage (haricot et choux)	5	5,5	20	11

Ces améliorations des rendements s'expliquent par l'amélioration de l'irrigation, l'intensification des cultures et l'utilisation de semence sélectionnée.

Pour le Ray grass, la surface cultivée sera agrandie et passe de 3 ha à 15 ha sur tout le périmètre, le nombre de coupe aussi passe de 4 à 6 ou 7 coupe par parcelle. Cela est significatif car 1 ha de terrain permettra de produire pour 5 000 000 Ar de Ray grass.

9.1.2-Avantages dérivés du projet

En plus des avantages sur le rendement et la productivité, ce projet aura des avantages divers sur les paysans, bénéficiaires et habitants de la localité.

Il permettra de créer du travail pour la population local en terme de mains d'œuvre mais aussi d'emplois annexe comme le commerce des produits ou encore l'élevage.

L'apport des nouvelles technologies et des nouvelles méthodes culturales permettront d'agrandir et de renforcer la connaissance et le savoir-faire des paysans.

Prenons les exemples d'impact probables de ce projet dans le tableau suivant

Tableau 51 : Impact du projet sur le secteur de l'élevage

Secteur	Impact et apport dérivé
Elevage bovin (caprin)	-accès facilité aux plants fourragers -augmentation du nombre de bétail du fait de la disponibilité du fourrage Avec 800 m ² de Ray grass on peut élever 3 Vache avec un rendement moyen de 10litres/vache/jour, avec 15 ha on peut produire 56000 litres de lait par jour
Pisciculture	Avec le plan d'eau dans le canal primaire, on peut envisager un élevage de poisson ou d'alevins. Si 1 m ³ d'eau peut contenir 20 alevins, avec les 3000 m ³ d'eau on peut avoir plus de 60 000 têtes d'alevins sur le volume stockés A titre indicatif : avec un cout moyen d'Ar 500 par alevin, on a un ordre de grandeur d'Ar 30 000 000

Ce ne sont que des exemples parmi d'autres, ce projet peut accentuer le potentiel de la zone sur beaucoup de secteur de l'agriculture et de l'élevage.

9.1.2-Rentabilité du projet

Les critères les plus couramment utilisés pour l'évaluation de la rentabilité d'un projet sont la valeur actuelle nette (VAN) et le TRI (Taux de rentabilité interne).

Afin de pouvoir cerner l'utilisation de ces indicateurs, il faut d'abord connaître les cash-flows (CF) qui expriment la différence recette-dépenses. Toutefois, seules les valeurs actualisées de ces CF pourront être exploitées.

L'actualisation est une méthode qui permet de calculer la valeur actuelle (VA) d'une somme qui sera perçue à une date future par l'intermédiaire du taux d'actualisation qui représente d'une certaine manière l'inflation au cours du temps.

Le coefficient d'actualisation sera donc calculé par la formule :

$$\text{coeff d'actualisation} = (1 + i)^n$$

Avec

i : taux d'actualisation

n: année

9.1.2.1-La valeur actuelle nette :

La valeur actuelle nette par définition, est égale à la différence entre la somme des cash-flows actualisés d'un investissement et le montant de l'investissement.

La VAN est donc le critère de référence de choix en matière d'investissement. Elle peut être calculée par la relation suivante :

$$VAN = -I_0 + \sum_{k=1}^N \frac{CF_k}{(1+r)^k}$$

I_0 : Investissement initial

N : Nombre d'années

CF_k : Cash-flow prévisionnels

r: taux d'actualisation annuel

Pour le présent projet, en considérant le taux d'actualisation égal à 10%, on a :

VAN = Ar 475 303 349.

Les détails de calcul seront présentés en annexes 13 page A41.

9.1.2.2. Le taux de rentabilité interne (TRI)

Appelé aussi Taux Interne de Rendement (TIR), le TRI est le taux pour lequel il y a équivalence entre le capital investi et l'ensemble des cash-flows. Concrètement, c'est la valeur du taux d'actualisation qui annule la VAN.

Le TRI évaluera donc le niveau de retour du capital investi et s'exprime en pourcentage. Un investissement est rentable si le TRI est supérieur au taux d'intérêt annuel national. A Madagascar le taux directeur varie de 9,50 à 10%. Lorsque le prix est au taux d'actualisation du capital, la valeur actuelle nette (VAN) du projet est positive donc le projet est rentable.

Elle peut être calculée en résolvant l'équation suivante :

$$VAN=0$$

Investissement

CF : Cash-flow

r : taux de rentabilité

n : nombre année

De la difficulté à résoudre cette équation, la valeur du TRI peut être calculée par la fonction TRI sur Excel. Le résultat obtenu est de l'ordre de **18,36 %** ce qui indique une rentabilité du projet comparé au taux directeur de la banque centrale qui est de l'ordre de 10%.

9.2-Études Environnementales

L'adoption de la loi n°2015-003 portant « Charte de l'Environnement Malagasy actualisé » suivant l'article 10 de la loi et la promulgation du décret N° 99-954 du 15 décembre 1999 relatif à la Mise en Comptabilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE), impliquent une obligation pour les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement d'être soumis soit à une **Étude d'Impact Environnemental (EIE)**, soit à un **PRogramme d'Engagement Environnemental (PREE)**, selon la nature technique, l'ampleur de ces projets et la sensibilité de leurs milieux d'implantation.

Dans l'étude technique, la réalisation des infrastructures d'aménagement du périmètre comme la construction de barrage et la mise en place du réseau d'irrigation par aspersion ou encore l'exploitation des eaux souterraine constituent les composantes nécessitant une attention particulière, au niveau de ses impacts sur l'environnement surtout dans le cadre actuelle du Changement climatique.

9.2.1- Mise en contexte du projet

Le projet d'amélioration et d'optimisation du système hydroagricole dans la plaine de Namehana, en matière d'irrigation fait intervenir l'approche « Gestion Intégrée des Ressources en eau ». La GIRE se définissant comme la gestion adéquate, rationnelle et légitime des différentes catégories d'usagers en cohérence avec un aménagement approprié des territoires des bassins et une préservation durable des ressources et des écosystèmes liés à l'eau, a fait ressortir la nécessité d'amélioration de l'utilisation de l'eau au niveau des cultures ainsi que l'application de nouvelle technique d'irrigation.

Le projet permettra la maîtrise de l'eau de façon à pouvoir assurer l'irrigation de la totalité du périmètre existant et de de son exploitation tout l'année.

En effet l'existence du système d'irrigation inapproprié en place ne permet pas d'avoir une production optimale par rapport à la surface cultivable. Le mode d'utilisation de l'eau reste traditionnel à tel point que la totalité du périmètre n'est pas couvert. Notons que cette baisse de production implique le durcissement de la pauvreté des exploitants.

A cet effet, le projet d'optimisation des infrastructures existant ainsi que l'application du nouveau système d'irrigation par aspersion au périmètre est une perspective de résolution du problème.

9.2.2-Screening

La Catégorisation ou screening est la procédure qui permet d'identifier si un projet doit faire l'objet d'une EIE, d'un PREE, ou ni l'un ni l'autre.

Pour le cas d'un projet d'aménagement ou de réaménagement hydroagricole qui nous concerne le décret MECIE décrit les modalités de réalisation d'une EIE ou d'un PREE dans l'**annexe I** et l'**annexe II**.

Tableau 52 : Les projets soumis à une EIE ou à un PREE

Etudes à faire	Seuil limite
EIE	Extrait de l' Annexe 1 : -Tous aménagements, ouvrages et travaux pouvant affecter les zones sensibles -Tout plan, programme ou politique pouvant modifier le milieu naturel ou l'utilisation des ressources naturelles, et/ou la qualité de l'environnement humain en milieu urbain et/ou rural -Toute utilisation ou tout transfert de technologie susceptible d'avoir des conséquences dommageables sur l'environnement -Tout projet d'évacuation ou de remblayage de plus de 20 000 m ³ -Tout projet d'aménagement ou de réhabilitation hydroagricole ou agricole de plus de 1000 ha -Tout prélèvement d'eau (eau de surface ou souterraine) de plus de 30 m ³ /h
PREE	Extrait de l' Annexe 2 : -Tout projet d'aménagement ou de réhabilitation hydroagricole ou agricole d'une superficie comprise entre 200 et 1000 ha

D'après ce comparatif et par rapport à notre projet et installation à construire dans le but d'obtenir nos objectifs tels que le débit des pompes combiné au débit de la prise principal qui dépassent les 30m³/h, notre projet doit faire l'objet d'une **Etude d'Impact Environnemental**. D'autre par les articles suivants disent que le prélèvement d'eau est régi par des règlements stricts suivant des seuils de débit défini :

-Code de l'eau, sous-section II portant sur les prélèvements d'eaux souterraines

Article 11 : Les prélèvements d'eaux souterraines ne peuvent être faits sans autorisation sauf pour des usages personnels ne dépassant pas un seuil de volume qui sera fixé par décret et ne présentant pas de risques de pollution de la ressource. Les conditions d'obtention des autorisations seront fixées par décret sur proposition de l'Autorité Nationale de l'Eau et de l'Assainissement.

-Décret N° 2003/793 du 15 juillet 2003 Fixant la procédure d'octroi des autorisations de prélèvements d'eau

Article premier : Le prélèvement d'eaux de surface ou d'eaux souterraines pour usages personnels ne nécessite pas l'autorisation prévue par les articles 10 et 11 de la loi n°98-029 du 20 janvier 1999 portant Code de l'Eau.

L'expression "usages personnels" s'entend, au sens du présent texte, des usages nécessités par les besoins quotidiens élémentaires, nutritionnels et hygiéniques de l'homme. En tout état de cause, les prélèvements pour usages personnels de l'eau ne devront pas excéder 1m³ par heure.

Article 2 : Au -delà du seuil prévu par l'article 1 ci-dessus, les autorisations pour prélèvement d'eau prévu dans le cadre des articles 10 et 11 de la loi 98-029 portant code de l'è Eau, sont accordées conformément aux procédures décrets par le présent décret.

Article 3 : Lorsque le prélèvement d'eau se fait en eau souterraine, l'autorisation doit être précédée d'une étude approfondie de la réserve d'eau disponible dont les résultats seront soumis à l'avis des départements concernés est délivrée. C'est ensuite que l'autorisation de prélèvement sera délivrée lorsque le débit à prélever est supérieur au seuil de prélèvement à fixer par arrêté conjoint du Ministre chargé de l'eau et du Ministre des eaux et forêts, pris sur proposition de l'Agence de Bassin concerné. Cet arrêté détermine les limites des zones à l'intérieur desquelles ce seuil est appliqué. Ces zones seront figurées sur un plan à l'échelle appropriée qui sera joint audit arrêté.

Ces articles montrent l'importance de faire des études sur les ressources, sa disponibilité et sur son utilisation et renforcent l'utilité de procéder à une **Etude d'Impact Environnemental (EIE)** dans le cadre de notre projet.

Nous rappelons que l'**Etude d'Impact Environnemental (EIE)** consiste en l'analyse scientifique et préalable des impacts potentiels prévisibles d'une activité donnée sur l'environnement, et en l'examen de l'acceptabilité de leur niveau et des mesures d'atténuation permettant d'assurer l'intégrité de l'environnement dans les limites des meilleures technologies disponibles à un coût économiquement acceptable.

9.2.3-Identification et analyse des impacts

Cette partie portera sur l'identification et l'évaluation des impacts probables sur l'environnement, associé à la réalisation du projet. Elle vise à proposer des mesures à prendre pour atténuer les impacts néfastes à la qualité de l'environnement ou au mieux, pour les prévenir.

L'évaluation des impacts repose sur trois critères suivants :

- L'intensité ;
- L'étendue ;

- La durée ;

Suivant des notations d'une échelle de 1 à 3, l'impact présente leur importance suivant les classements :

- Impact d'importance majeure : notes > 8

- Impact d'importance moyenne : notes comprise entre 5 à 8

- Impact d'importance mineur : notes < 5

La classification des impacts distingue :

- Les impacts positifs ou négatifs ;

- Les impacts directs ou indirects.

Cette identification et évaluation se fait suivant les différents milieux récepteurs : milieu physique, milieu biologique et milieu humain ; afin d'obtenir une connaissance adéquate des milieux d'insertion tels qu'ils sont avant et après l'implantation du projet.

L'objectif de cette section consiste à démontrer que le projet proposé constitue globalement une solution acceptable aux plans technique, économique et environnemental.

Le tableau suivant rapportera cette évaluation d'impact :

Tableau 53 : Etude d'Impact Environnemental

MILIEU PHYSIQUE							
Éléments	Sources d'impacts	Identification impact	Classification	intensité	étendue	durée	Importance
Eau	Installation de chantier et campement de l'Entreprise	Eparpillement des déchets dans l'eau	Directe – Négative	Moyenne : 2	Locale : 1	Temporaire : 2	Mineur : 5
	Déviations du cours d'eau	Modification de l'écoulement des eaux de surface	Directe – Négative	Moyenne : 2	Locale : 2	Temporaire : 2	Moyenne : 6
	-Fertilisation des Champs -Utilisation d'engrais chimiques -Traitement des plantes par des pesticides	Contamination des ressources en Eau environnantes	Indirecte – Négative	Moyenne:2	Zonale : 2	Permanent : 3	Moyenne : 7
	Stockage de l'eau	Augmentation en disponibilité d l'eau	Directe-Positive	Forte : 3	Zonale : 2	Permanent : 3	Majeure : 8
Air	Transport et stockage des matériaux	Pollution de l'air	Directe – Négative	Moyenne:2	Locale : 2	Temporaire : 2	Moyenne : 6
	Traitement des Plantes par des pesticides	Contamination de l'air	Directe – Négative	Forte : 3	Locale : 2	Temporaire : 3	Majeure : 8

	Réalisation des Ouvrages	Altération de la qualité de l'air et de l'ambiance sonore	Directe – Négative	Faible : 1	Locale : 2	Temporaire : 2	Mineure : 5
	Existence du plan d'eau	Meilleure qualité de l'air	Indirecte - Positive	Moyenne:2	Locale : 2	Temporaire : 3	Moyenne : 7
Sol	Installation de chantier (campement, stockage de matériels et matériaux)	Pollution du sol par des déchets	Directe – Négative	Moyenne:2	Locale : 2	Temporaire : 2	Moyenne : 6
	Transport et stockage des matériaux	Tassement et dénudation du sol	Indirecte – Négative	Moyenne:2	Locale : 2	Permanent : 3	Moyenne : 7
	Décapage des Arbres et débroussaillages	Erosion du sol	Indirecte – Négative	Forte : 3	Locale : 2	Permanent : 3	Majeure : 8
	Construction du Barrage	Fissuration et destruction de la structure du sol	Indirecte – Négative	Moyenne:2	Locale : 2	Permanent : 3	Moyenne : 7
	-Fertilisation des Champs	Augmentation de la fertilité du sol	Directe- Positive	Forte : 3	Locale : 2	Permanent : 3	Majeure : 8

MILIEU BIOLOGIQUE							
Faune	Contamination de l'eau durant le projet	Nuisance et maladie des faunes aquatiques	Indirecte Négative	Moyenne:2	Locale : 2	Temporaire : 2	Moyenne : 6
	Exploitation de la retenue	Prolifération des espèces	Indirecte Positive	Moyenne:2	Locale : 2	Permanent : 3	Moyenne : 7
Flore	Défrichement de la zone	Destruction des plantes	Directe Négative	Faible : 1	Locale : 2	Temporaire : 2	Faible : 5
MILIEU HUMAIN							
	Installation de chantier (campement, stockage de matériels et matériaux)	Nuisance à cause des bruits	Directe – Négative	Moyenne:2	Locale : 2	Temporaire : 2	Moyenne : 6
	Réalisation du projet	Risque de maladies a cause de la pollution	Directe – Négative	Moyenne:2	Locale : 2	Temporaire : 2	Moyenne : 6
		Création d'emplois et renforcement des capacités des paysans	Directe – Négative	Forte : 3	Locale : 2	Permanent : 3	Majeure : 8
	Exploitation	Augmentation du rendement agricole et ainsi amélioration du niveau de vie	Directe – Positive	Forte : 3	Locale : 2	Permanent : 3	Majeur : 8

9.2.4-Mesure d'atténuation 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 bénéfiques des impacts positifs sur l'environnement.

Les impacts résiduels qui subsisteront après l'application des mesures d'atténuation doivent être présentés et devront faire l'objet d'un programme de suivi environnemental, qui n'est pas dans la portée de notre étude.

Tableau 54 : Mesure d'atténuation

Identification	Mesures	Impact résiduel
Perturbation au niveau de la Faune et de la Flore	-Restauration des zones perturbées selon l'état initial - Réaménagement de la zone après travaux	Modification de l'équilibre naturel amoindrie
Pollutions du sol aux environs du campement	-Construction de lieux d'aisance (pour les déchets humains) - Construction de fosses pour les ordures	Control des déchets venant du chantier
Pollution de l'air	-Utilisation de bâches pour éviter l'épandage des poussières) - arrosage du remblai	Moins de risque de pollution aérienne
Tassement des sols	- Respect des limites définies dans les cahiers de charge	Diminution des tassements
Risque de tension sociale si l'utilisation de l'eau en aval n'a pas été tenue compte	- grande sensibilisation des paysans concernant l'utilité du projet - Toujours garder du débit pour l'utilisation en aval	Bonne gestion de l'eau en aval
Risque de tension sociale à cause de mains d'œuvre extérieures	-utilisation de mains d'œuvre locales	-passage de connaissance et de savoir aux personnes impliquées dans le projet

CONCLUSION

La plaine de Namehana située sur les hautes terres centrales dans la périphérie d'Antananarivo présente des caractéristiques favorables aux exploitations agricoles. Favorisée par la Mamba, la surface rizicole atteint les 234 ha, une surface considérable qui prend part dans les conditions de vie économique de la zone. Dans ses bas-fonds intérieurs, l'exploitation de la terre est dominée par la riziculture, bien que le maraîchage occupe aussi une grande place.

Malgré ce grand potentiel économique, les exploitants ne sont pas épargnés par les problèmes fondamentaux de l'utilisation de l'eau et par le changement climatique. Cette maîtrise de l'eau joue un rôle capital dans toutes les activités de production humaine.

A l'aide de la GIRE, un concept mis en place pour détecter les différentes situations de la ressource en eau sur une unité d'étude pour ensuite en faire ressortir une stratégie ou politique de mise en œuvre pour la bonne gestion de l'eau, des solutions peuvent être adaptées afin de permettre une exploitation durable et efficace du périmètre.

L'étude de la GIRE de la région a pu mettre en exergue la grande surface exploitée en termes de production agricole malgré la mauvaise gestion de l'eau. Ce déséquilibre est compensé par la mobilisation des ressources souterraines, de manière traditionnelle et de la pratique des cultures pluviales. Cette même étude a démontré que la pratique des cultures de contre saison est faisable sur la zone ce qui est un des objectifs de notre étude.

L'étude a montré que seule une maîtrise appropriée de l'eau est la solution pour une production suffisante, le projet peut ainsi être dupliqué dans d'autres zones et régions de Madagascar. Les nouvelles techniques d'irrigation doivent être mises en jeu pour favoriser un rendement plus grand et une meilleure économie en eau. Une intensification des cultures et la mécanisation des exploitations doivent aussi être faites pour lutter contre la malnutrition.

Malgré cette situation, tout projet doit faire l'objet d'étude de faisabilité puisque tout repose sur la question de la rentabilité économique. Il a été ainsi démontré que le projet est réalisable, il faut donc favoriser et accompagner les acteurs économiques pour aller dans ce sens avec l'assistance technique et le financement comme par le biais du Partenariat Public Privé ou encore la microfinance.

Pour conclure, Madagascar est un pays agricole avec une population en majorité rurale et sans travail. Le développement du pays doit d'abord commencer par la « redynamisation du monde rural », car c'est là que repose notre société et notre économie, des moyens doivent être mis en place pour aller dans ce sens.

Bibliographie

- Agropolis ; Changement climatique & systèmes de production agricole et d'élevage
- ANDRIAMIHAJAMANANA Iharantsoa Eugénie, Adduction d'Eau Potable par pompage d'une ressource en eau souterraine : cas de l'Akany Tanjombato – Sabotsy Namehana mémoire de fin d'étude, IOGA
- DGM, mars 2008, Le changement climatique à Madagascar
- HENIMPANALA Manampisoa ; 2010. « Gestion Intégrée de la Ressource en Eau (GIRE) de la commune rurale de Fiadanana et irrigation par Aspersion du périmètre orangé d'Ambodiriana », mémoire de fin d'étude, ESPA, département Hydraulique
- Lovy Hervet RASOLOFOMANANA, Avril 2016, « Vitalité et vulnérabilité des ressources en eau à Madagascar », WaterAid
- RAKOTONDRAINIBE Jean Herivelo.2006 « Synthèse de la géologie et de l'hydrogéologie de Madagascar»
- RAKOTONOELY H.E.A., 2008. « Contribution à l'étude de l'irrigation par aspersion des parcelles M8-M9 de FIFAMANOR Andranomanelatra – Antsirabe ». Mémoire de fin d'étude. ESPA, département hydraulique.
- RANDRIAMAHERISOA Alain, Novembre 2011 « Les outils de la GIRE et usages, son importance et impact du changement climatique »
- RASOLOFONIAINA Jean Donné. FID Fev2003 « Formation dans le domaine de technique en matière de micro-périmètre irrigué».
- Sandratririna Andriambolatiana, Mialisoa Randriamampianina, 2013, « Changement climatique : politique et perspectives à Madagascar » ; Friedrich-Ebert-Stiftung
- Unité d'appui technique du Groupe de travail II du GIEC, Juin 2008 ; « Le changement climatique et l'eau »
- USAID , « Profil du risque de changement climatique Madagascar », Juin 2016

Cours

- RAMANANTSOA Benjamin, Aménagement hydroagricole, 5^{ème} année Hydraulique, ESPA
- RAMANANTSOA Benjamin, Barrage, 4^{ème} Année Hydraulique, ESPA
- RAMANARIVO Solofomampionona, Hydrogéologie, 3^{ème} année Hydraulique, ESPA
- RANDRIAMAHERISOA Alain, EIE 5^{ème} année Hydraulique, ESPA
- RANDRIAMAHERISOA Alain, Hydrologie, 3^{ème} année et 4^{ème} Année Hydraulique, ESPA
- RANDRIAMAHERISOA Alain, Irrigation par aspersion, 5^{ème} année Hydraulique, ESPA
- RANJATOSON Claude, Ecoulement en charge, 3^{ème} année Hydraulique, ESPA

ANNEXE

Annexe 1 : Plan d'ensemble du PIRD

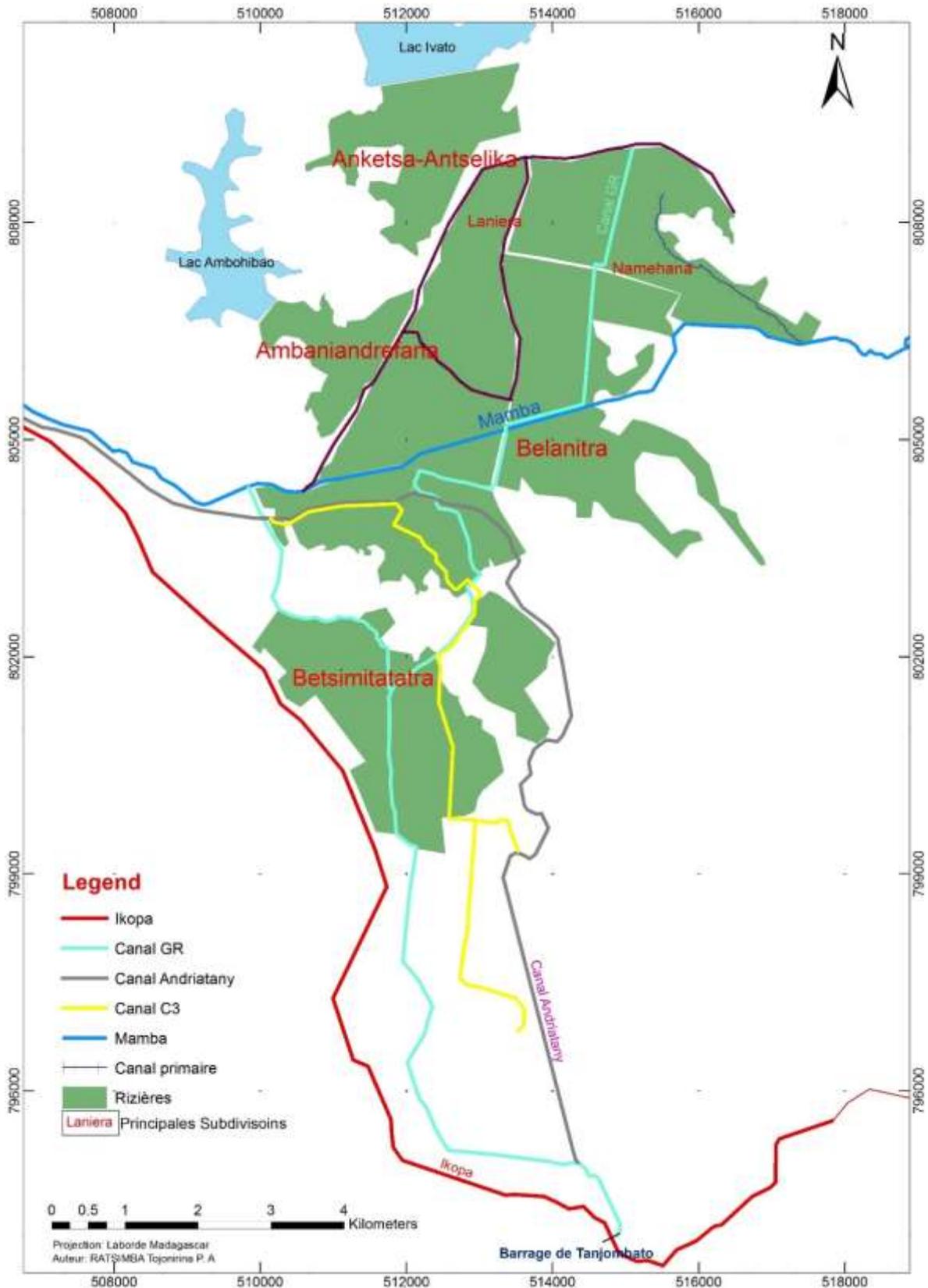


Figure n° 30 : Principaux subdivision du PIRD

Annexe 2. Etudes pluviométriques

Pluviométrie moyenne mensuelle recueilli à la station d'Antananarivo

La moyenne de la variable aléatoire :

La pluviométrie moyenne annuelle P_A est notée par :

$$\bar{P}_A = \sum P_{Fm}$$

Les pluviométries mensuelles P_{Fm} sont calculées à l'aide de la pluviométrie annuelle distribué sur chaque mois à l'aide des pourcentages mensuels de précipitation.

$$P_{Fm} = P_F \times \%M$$

L'écart type

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \times \sum (\bar{P}_{Ai} - P)^2}$$

1-Pluviométrie quinquennale et décennale sèche annuelle :

$$P_{5S} = \bar{P}_A - 0,84\sigma$$

$$P_{10S} = \bar{P}_A - 1,28\sigma$$

Tableau 55 : Pluviométries moyenne mensuelle de la station d'Antananarivo

	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
1980	293,1	149,2	358,6	41,9	7,7	0,9	18,8	1,6	4,0	156,3	62,3	195,0
1981	299,4	285,2	286,8	85,8	67,4	0,6	1,6	10,8	1,2	128,2	75,7	358,0
1982	808,7	398,5	322,8	23,2	9,1	4,6	28,1	4,2	62,8	75,2	160,7	118,8
1983	259,0	288,2	152,6	22,7	2,9	9,5	4,7	3,6	12,3	28,2	251,3	576,5
1984	442,7	441,2	153,7	153,7	1,1	5,9	7,1	20,4	2,7	71,4	304,8	136,6
1985	165,1	330,1	574,2	78,0	3,4	5,2	1,4	10,6	5,0	29,2	122,1	254,0
1986	85,5	303,4	125,1	103,8	52,7	1,8	2,1	11,3	3,8	197,3	156,4	193,6
1987	650,0	250,5	164,0	67,3	0,4	0,6	11,1	13,8	0,9	47,4	84,1	124,1
1988	358,0	169,7	69,4	21,3	10,2	2,0	23,5	1,2	1,1	28,0	103,3	302,3
1989	146,1	340,1	32,5	15,6	42,6	0,3	4,7	11,8	3,2	49,2	105,8	337,5
1990	142,8	180,8	69,6	29,8	9,2	2,7	2,5	0,9	27,2	53,4	86,1	172,3
1991	115,1	178,7	154,3	41,8	10,6	14,8	0,3	0,0	0,1	22,7	160,0	207,4
1992	435,1	202,8	154,0	40,4	2,0	0,7	1,5	14,0	0,7	11,0	223,0	81,9
1993	167,4	388,9	164,0	44,0	17,0	13,0	9,9	0,6	7,9	122,0	175,0	200,0
1994	738,8	238,1	268,0	50,2	3,4	22,0	11,0	11,5	8,1	44,0	13,0	186,0

	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
1996	599,8	200,0	277,0	0,6	1,8	0,4	2,5	10,0	7,5	5,4	9,7	319,0
1997	372,6	338,1	70,0	50,7	20,3	4,5	10,0	7,9	34,0	52,0	158,0	154,0
1998	135,7	454,6	129,0	42,9	11,4	1,7	4,2	13,7	35,0	9,5	17,0	320,0
2001	576,5	152,3	45,7	11,3	1,2	1,6	2,1	35,7	0,0	47,3	31,4	258,8
2002	149,1	286,4	74,5	88,7	108,3	10,6	0,2	1,5	45,2	53,6	161,8	274,6
2003	616,8	125,7	337,2	15,4	17,0	1,3	6,9	0,0	23,1	15,7	112,5	154,1
2004	252,7	247,6	100,1	39,5	3,0	5,6	2,3	23,7	6,6	7,2	154,6	304,9
2005	268,8	223,4	207,8	86,9	13,0	1,6	28,1	5,6	4,1	0,0	143,6	271,0
2006	222,6	69,0	197,9	44,4	6,6	5,1	2,5	4,4	4,7	47,0	112,3	103,4
2007	441,6	297,8	75,5	55,9	41,6	4,8	8,6	0,2	5,6	86,0	111,8	270,7
2008	192,0	337,6	52,7	98,6	19,1	6,8	5,5	0,2	51,3	28,0	256,0	92,8
2011	361,2	48,0	163,0	175,5	28,3	0,0	0,0	0,4	1,3	48,2	47,1	188,5
2012	207,5	275,5	159,5	138,6	21,6	3,1	1,3	2,8	2,5	14,8	97,6	252,7
2013	281,1	190,4	163,4	51,9	24,6	8,1	0,0	0,1	0,1	105,1	223,2	306,2
2014	256,6	221,5	74,9	0,1	2,8	1,1	13,0	2,2	2,1	26,7	201,7	388,9
2015	308,9	509,2	212,8	0,4	14,2	2,4	2,7	2,7	11,4	1,4	56,0	389,9
2016	191,6	202,8	198,4	11,2	32,1	12,5	4,6	0,2	0,4	40,2	70,8	42,0
Moyenne	331,9	258,4	174,0	53,7	18,5	4,7	6,8	7,3	11,4	50,4	129,4	230,8
%	26,0%	20,2%	13,6%	4,2%	1,4%	0,4%	0,5%	0,6%	0,9%	3,9%	10,1%	18%

Source : DGM

L'écart type

$$\sigma = 271,4$$

$$P_{5s} = 1049,47$$

$$P_{10s} = 930,06$$

Avec la répartition mensuelle à partir des pourcentages, on a :

Tableau 56 : Répartition mensuelle de la pluviométrie quinquennale sèche et décennale sèche

	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
P5s	272,67	212,31	142,93	44,16	15,16	3,90	5,59	6,01	9,38	41,39	106,34	189,64
P10s	241,65	188,16	126,67	39,13	13,44	3,45	4,95	5,33	8,31	36,68	94,24	168,06

2-Pluviométrie maximales journalières de diffèrent période de retour

Tableau 57 : Pluies maximales journalières à la Station d'Antananarivo

Année	2015	2014	2012	2011	2010	2009	2008	2007	2006	2003	2002	2001	2000	1999	1998
Pmax24 (mm)	62,29	56,36	88,3	83,6	86,3	61,8	49,5	80,8	58,3	73	73	118,7	99	45	96

Année	1997	1996	1995	1994	1993	1992	1991	1990	1989	1988	1987	1986	1985	1984	1983
Pmax24 (mm)	51,6	71,1	90,7	90,5	65,7	76,4	39,6	38,1	52,8	41	76,4	61,3	59,7	93,6	59

Source : DGM

Loi de Gumbel

$$f(P) = e^{-e^{-u}}$$

La variable u déduite de cette fonction a pour expression :

$$u(F) = -\ln[-\ln(F)]$$

Selon Gumbel, les pluies maximales des différentes fréquences sont données par :

$$P_F = P_0 + a_g * u(F)$$

Où

$$P_0 = P_{moy} - 0,45\sigma$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne maximale journalière

σ : Ecart type

P_F : Pluies des différentes fréquences ;

P_0 : Variable de position ;

a_G : Gradex ;

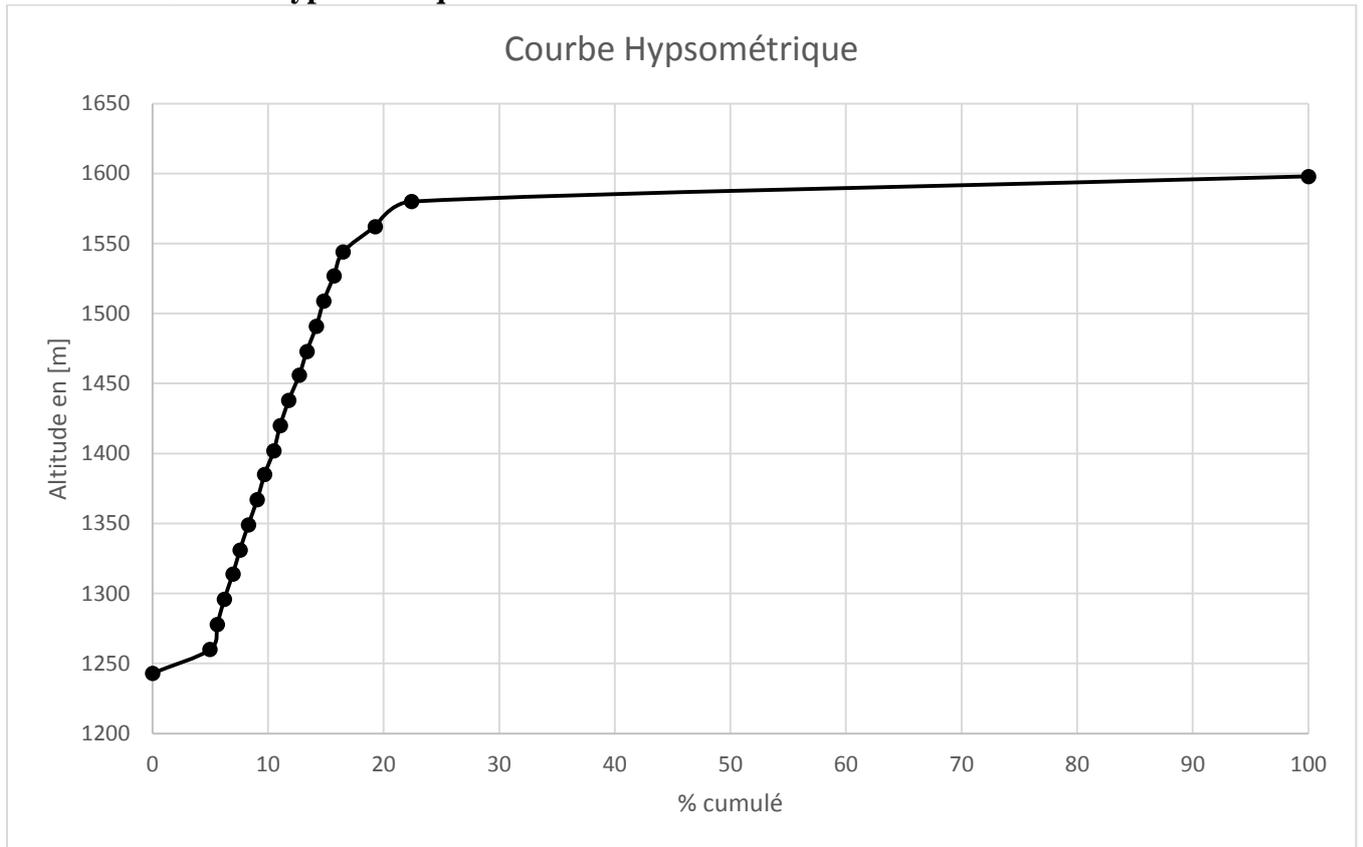
F : fréquence de non dépassement telle que $F = 1 - \frac{1}{T}$ étant la période de retour.

$$P_{moy} = 69,98 \text{ mm}$$

$$\sigma = 19,94 \text{ mm}$$

$$P_0 = 61,00 \text{ m}$$

Annexe 3 : Courbe hypsométrique



Courbe hypsométrique du bassin versant de la Mamba

Annexe 4: ETP

1-Bilan de Thornthwaite

Tableau 58 : Bilan hydrique de Thornthwaite

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total ou moyen.
T° moyenne	21,4	21,4	21	19,9	17,5	15,5	14,8	15,6	17,4	19,7	21,1	21,4	18,8
Indices mensuels i	9,04	9,04	8,78	8,1	6,66	5,55	5,17	5,6	6,61	7,97	8,85	9,04	100,4
Evapotranspiration n.c	2,6	2,6	2,5	2,2	1,7	1,3	1,2	1,3	1,7	2,2	2,5	2,6	
Coef. de correction	32,6	28,9	31,4	29,7	30,6	29,8	30,5	30,8	30,1	31,8	31,4	32,8	
Evapotransp pot	84,7	75,1	78,5	65,3	52	38,7	36,6	40	51,1	69,9	78,5	85,2	755,6
Précipitation	304,5	235	220,6	41,7	15,8	8,8	8,7	8,9	13,9	49,3	154	292,2	1358,8
P - ETP	219,8	159,9	-18,8	-	-	-	-	-	-	-	-	207	
Déficit cumulé				18	54	84	112	143	180	201			
Stock	100	100	100	83	58	42	32	23	10	13	88,5	100	
s	0	0	0	-17	-25	-16	-10	-9	-7	-3	75,5	11,5	-87
ETR	84,7	75,1	78,5	64,1	40,8	24,8	18,7	17,9	20,9	52,3	78,5	85,2	641,5
Surplus	219,8	159,9	142,1									195,5	717,3

2

-Eto Penman-Monteith

Les valeurs de l'Eto- Penmann sont calculées par le logiciel CROPWAT par bases des données climatiques et dans notre cas il s'agit de la Station d'Antananarivo.

Utilisation du logiciel CROPWAT

Le logiciel CROPWAT est créé par Martin Smith, Service des eaux (AGLW-FAO) et a été conçu sous licence de la FAO (Food and Agriculture Organization, traduction en français :

Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et Agriculture) pour calculer l'évaporation potentielle (ETP).

Les paramètres entrant en jeu dans le calcul sont : les températures extrêmes ou moyennes mensuelles, vitesse moyenne de vent, insolation et humidité relative du mois considéré.

Dans la zone d'études, on prend la station d'Antananarivo comme station de référence.

Le résultat est affiché dans le tableau suivant :

Tableau 59 : Evapotranspiration potentielle mensuelle réalisée d'après le logiciel CROPWAT et les données de la Direction Générale de la Météorologie et de l'Hydrologie

The screenshot shows the 'ETo Penman-Monteith par mois' software interface. The window title is 'ETo Penman-Monteith par mois - C:\ProgramData\CROPWAT\data\climate...'. The interface includes input fields for 'Pays' (Madagascar), 'Station' (Antananarivo), 'Altitude' (1270 m), 'Latitude' (18.54 °S), and 'Longitude' (47.32 °E). Below these fields is a table with 8 columns: Mois, Temp Min, Temp Max, Humidité, Vent, Insolation, Ray., and ETo. The table lists data for each month from January to December, along with a 'Moyenne' (Average) row. The 'Ray.' and 'ETo' columns are highlighted in yellow.

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures	Ray. MJ/m²/jour	ETo mm/mois
Janvier	16.0	25.0	85	121	6.5	20.8	122.11
Février	16.0	26.0	85	104	7.2	21.4	113.88
Mars	16.0	25.0	87	121	6.3	18.7	108.37
Avril	15.0	24.0	83	121	7.9	18.8	100.35
Mai	12.0	22.0	82	121	7.3	15.7	81.39
Juin	10.0	21.0	84	121	7.1	14.4	66.70
Juillet	10.0	20.0	82	121	6.9	14.6	69.70
Août	10.0	20.0	81	121	7.5	17.2	82.62
Septembre	11.0	22.0	78	121	8.2	20.6	102.37
Octobre	12.0	25.0	77	121	8.7	23.2	129.11
Novembre	15.0	26.0	75	104	7.5	22.2	128.82
Décembre	16.0	25.0	84	121	6.4	20.6	122.64
Moyenne	13.3	23.4	82	118	7.3	19.0	1228.05

Annexe 5 : Pluie efficace.

La pluie efficace est aussi un paramètre requise par le CROPWAT lors de la détermination des besoins en eau. La pluie efficace présente comme valeur le 80% de la pluviométrie enregistrée et sera représentée dans le tableau suivant:

Tableau 60 : Pluie efficace selon la méthode USDA S.C (Cropwat)

Station	Antananarivo	Méthode Précipitations eff.	Méthode USDA S.C.
		Pluie	Pluie eff.
		mm	mm
Janvier	272.6	152.3	
Février	212.3	140.2	
Mars	142.3	109.9	
Avril	44.1	41.0	
Mai	15.2	14.8	
Juin	3.9	3.9	
Juillet	5.6	5.5	
Août	6.0	5.9	
Septembre	9.4	9.3	
Octobre	41.4	38.7	
Novembre	160.3	119.2	
Décembre	189.6	132.1	
Total	1102.7	772.7	

Source : Pluviométrie DGM

Annexe 6 : Détermination des besoins en eau des cultures

1-Besoins en eau du chou

Tableau 61: Besoins en eau du chou

Besoins en eau des cultures							
Station ETo			Antananarivo	Culture		CABBAGE Crucifers	
Station Pluie			Antananarivo	Date de plantation		01/05	
Mois	Décade	Phase	Kc	ETc	ETc	Pluie eff.	Bes. Irr.
			coeff	mm/jour	mm/dec	mm/dec	mm/dec
Mai	1	Init	0.70	2.01	20.1	7.4	12.7
Mai	2	Init	0.70	1.84	18.4	4.2	14.1
Mai	3	Crois	0.75	1.88	20.7	3.3	17.4
Jui	1	Crois	0.85	2.00	20.0	2.1	17.9
Jui	2	Mi-sais	0.94	2.09	20.9	0.7	20.2
Jui	3	Mi-sais	0.97	2.17	21.7	1.1	20.6
Jui	1	Mi-sais	0.97	2.18	21.8	1.7	20.1
Jui	2	Arr-sais	0.97	2.18	21.8	1.8	20.0
Jui	3	Arr-sais	0.88	2.10	18.9	1.5	17.0
					184.3	23.9	160.1

2-Besoins en eau du haricot

Tableau 62 : Besoins en eau du haricot

Besoins en eau des cultures							
Station ETo			Antananarivo	Culture		Dry beans	
Station Pluie			Antananarivo	Date de plantation		01/07	
Mois	Décade	Phase	Kc	ETc	ETc	Pluie eff.	Bes. Irr.
			coeff	mm/jour	mm/dec	mm/dec	mm/dec
Jui	1	Init	0.40	0.90	9.0	1.7	7.3
Jui	2	Init	0.40	0.90	9.0	1.8	7.1
Jui	3	Crois	0.57	1.37	15.1	1.9	13.2
Aoû	1	Crois	0.88	2.22	22.2	1.9	20.3
Aoû	2	Mi-sais	1.11	2.95	29.5	1.9	27.6
Aoû	3	Mi-sais	1.12	3.27	36.0	2.3	33.7
Sep	1	Arr-sais	1.11	3.51	35.1	1.9	33.2
Sep	2	Arr-sais	0.83	2.84	28.4	1.9	26.5
Sep	3	Arr-sais	0.49	1.78	14.2	4.4	8.7
					198.4	19.7	177.6

3-Besoins en eau du Ray grass

Tableau 63 : Besoins en eau du Ray grass

Besoins en eau des cultures							
Station ETo				Culture			
Antananarivo				Ray grass italien			
Station Pluie				Date de plantation			
Antananarivo				01/04			
Mois	Décade	Phase	Kc	ETc	ETc	Pluie eff.	Bes. Irr.
			coeff	mm/jour	mm/dec	mm/dec	mm/dec
Avr	1	Init	0.95	3.23	32.3	20.0	12.3
Avr	2	Init	0.95	3.18	31.8	11.7	20.1
Avr	3	Crois	0.95	2.97	29.7	9.4	20.2
Mai	1	Crois	0.98	2.82	28.2	7.4	20.8
Mai	2	Mi-sais	1.01	2.66	26.6	4.2	22.3
Mai	3	Mi-sais	1.02	2.53	27.8	3.3	24.6
Jui	1	Arr-sais	1.01	2.38	23.8	2.1	21.7
Jui	2	Arr-sais	0.99	2.20	22.0	0.7	21.3
Jui	3	Arr-sais	0.98	2.18	8.7	0.4	8.2
					230.9	59.3	171.5

Annexe 7: Apports moyens mensuels de différentes fréquences

Méthode de CTGREF

$$Q_F = \left(\frac{S}{31.5}\right) \times \left(\frac{P_F}{B}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$$

Dans laquelle

QT = apports annuels de période de retour T (l/s)

PT = pluie annuelle pour la même période de retour T (mm)

S = superficie du bassin versant (km²)

Zm = altitude moyenne du bassin versant (m)

B = paramètre régionalisé

Le paramètre régionalisé B dépend des rivières concernées ou tout simplement des rivières périphériques. Ce paramètre est égal à 50.

Les apports moyens mensuels sont affectés du coefficient de répartition mensuelle d'ALDEGHERI dépendant de la situation géographique du périmètre. Dans notre cas le coefficient est pris pour R1, caractéristique des hautes terres centrales et exprimé en (%).

$$Q_{m(5s)} = \frac{Q_{5s} \times 12 \times R_M}{100}$$

Tableau 64 : Apports moyens mensuels quinquennal sèche

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9	100
Q5,s	2 646	2 614	2 677	1 519	892	642	579	532	407	376	751	2 020	1 305

Annexe 8 : Débit fictif continu

Tableau 65 : Dfc « Vary Aloha » (culture de première saison)

Date de repiquage	Juil.-01	Juil.-02	Juil.-03	Août.-01	Août.-02	Août.-03	Sept.-01	Sept.-02	Sept.-03	oct.-01
«Vary Aloha»	01	02	Juil.-03	01	02	03	.01	.02	.03	oct.-01
5-aout.	0,5	62,2	96,1	80,3	27,4	33,2	33,9	37,7	37,7	38,2
15-aout.	0	0,4	65,6	110	81,5	33	33,1	36,8	36,9	38
25-aout.	0	0	0,8	66,4	114,9	87,9	32,9	35,9	35,8	37,1
05-sept.	0	0	0	0,6	64,7	120,5	89	35,6	34,9	36
15-sept.	0	0	0	0	0,7	69	121,8	85,6	34,7	35,2
25-sept.	0	0	0	0	0	1	70,9	124,5	84,8	35
B (mm)	0,1	10,4	27,1	42,9	48,2	57,4	63,6	55,4	44,1	36,6
B (m3/ha)	0,8	104,3	270,8	428,8	482,0	574,3	636,0	563,5	441,3	365,8
BB (m3/ha)	1,4	173,9	451,4	714,7	803,3	957,2	1060,0	949,2	735,6	609,7
dfc (l/s/ha)	0,00	0,21	0,53	0,84	0,95	1,13	1,25	1,11	0,87	0,72

Date de repiquage	oct.-02	oct.-03	Nov.-01	Nov.-02	Nov.-03	Dec.-01	Dec.-02	Dec.-03	Jan.-01	Jan.-02	Jan.-03
«Vary Aloha»	38,7	34,4	16,4	4,5	0,5	8,2	0	0	0	0	0
5-aout.	38,6	34,3	17,1	6,7	2,7	0	8	0	0	0	0
15-aout.	38,3	34	16,9	7,4	4,8	2,1	0	7,9	0	0	0
25-aout.	37,2	33,6	16,6	7	5,4	4,3	0	0	7,9	0	0
05-sept.	36,2	32,6	16,2	6,7	5,1	4,6	1,4	1,2	0	7,9	0
15-sept.	35,5	31,7	15,5	6,6	4,9	4,5	1,9	3,3	0	0	8
25-sept.	37,4	33,4	16,5	6,5	3,9	4,0	1,9	2,1	1,3	1,3	1,3
B (mm)	374,2	334,3	164,5	64,8	39,0	39,5	18,8	20,7	13,2	13,2	13,3
B (m3/ha)	623,6	557,2	274,2	108,1	65,0	65,8	31,4	34,4	21,9	21,9	22,2
BB (m3/ha)	0,74	0,66	0,32	0,13	0,08	0,08	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03
dfc (l/s/ha)	0,72	0,64	0,32	0,13	0,08	0,08	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03

Tableau 66 : Dfc Vary Vakiambiaty (culture de deuxième saison)

Date de repiquage	nov.-01	nov.-02	nov.-03	déc.-01	déc.-02	déc.-03	janv.-01	janv.-02	janv.-03	févr.-01
«Vary Vakiambiaty»										
25-nov.	51,5	70,7	2,1	2,4	0	2,6	0	0	0	0
05-dec.	0	51,5	71,2	1,8	0	1,9	0	0	0	0
15-dec.	0,0	0	51,5	70,9	0	1,7	0	0	0	0
26-dec.	0,0	0	0	51,3	0	71	0	0	0	0
05.-jan	0,0	0,0	0,0	0	51,2	70,2	0	0	0	0
15.-jan	0,0	0,0	0,0	0	0	51,3	70	0	0	0
25.-jan	0	0	0	0	0	0	51,4	70	0	0
B (mm)	7,4	17,5	17,8	18,1	7,3	28,4	17,3	10,0	0,0	0,0
B (m3/ha)	73,6	174,6	178,3	180,6	73,1	283,9	173,4	100,0	0,0	0,0
BB (m3/ha)	122,6	291,0	297,1	301,0	121,9	473,1	289,0	166,7	0,0	0,0
dfc (l/s/ha)	0,14	0,34	0,35	0,36	0,14	0,56	0,34	0,20	0,00	0,00

Date de repiquage	févr.-02	févr.-03	mars-.01	mars-.02	mars-.03	avr.-01	avr.-02	avr.-03	mai.-01	mai.-02	mai.-03
«Vary Vakiambiaty»											
25-nov.	0	0	0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
05-dec.	0	0	0,8	0	9,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15-dec.	0	0	1,2	1,4	11,1	15,2	4,2	0,0	0,0	0,0	0,0
26-dec.	0	0	1,1	1,7	13	17	23,1	7,8	0,0	0,0	0,0
05.-jan	0	0	1,1	1,7	13,3	18,6	24,8	22,9	7,8	0,0	0,0
15.-jan	0	0	1	1,7	13,3	19	26,4	24,5	22,5	8,5	0,0
25.-jan	0	0	0,5	1,6	13,3	19	26,7	25,9	24	23,2	8,5
B (mm)	0,0	0,0	0,8	1,2	10,5	12,7	15,0	11,6	7,8	4,5	1,2
B (m3/ha)	0,0	0,0	8,1	11,6	104,6	127,1	150,3	115,9	77,6	45,3	12,1
BB (m3/ha)	0,0	0,0	13,6	19,3	174,3	211,9	250,5	193,1	129,3	75,5	20,2
dfc (l/s/ha)	0,00	0,00	0,02	0,02	0,21	0,25	0,30	0,23	0,15	0,09	0,02

Tableau 67 : Dfc du chou

Date de repiquage	Mai.-01	Mai.-02	Mai.-03	Juin.-01	Juin.-02	Juin.-03	Juil.-01	Juil.-02	Juil.-03
«CHOU»									
01-mai	12,7	14,1	17,4	17,9	20,2	20,6	20,1	20	17
10-mai	2	14,1	16	16	18,3	20	20,1	20	23,4
30-mai	0	1,8	15,9	14,4	16,3	18	19,5	20	23,6
01-juin	0	0	0	14,4	14,8	15,6	17,1	19,1	23,6
10-juin	0	0	0	1,7	14,8	14,5	15,3	17,2	22,8
20-juin	0	0	0	0	1,6	14,5	14	15,2	20,5
01-juil	0	0	0	0	0	0	14	13,9	17,9
10-juil	0	0	0	0	0	0	1,6	13,9	16,6
20-juil	0	0	0	0	0	0	0	1,6	16,5
01-août	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-août	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20-août	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B (mm)	1,2	2,5	4,1	5,4	7,2	8,6	10,1	11,7	15,2
B (m3/ha)	12,3	25,0	41,1	53,7	71,7	86,0	101,4	117,4	151,6
BB (m3/ha)	20,4	41,7	68,5	89,4	119,4	143,3	169,0	195,7	252,6
dfc (l/s/ha)	0,02	0,05	0,08	0,11	0,14	0,17	0,20	0,23	0,30

Date de repiquage	Août-.01	Août-.02	Août-.03	Sept-.01	Sept-.02	Sept-.03	Oct-.01	Oct-.02	Oct-.03	Nov-.01
«CHOU»										
01-mai	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-mai	13,4		0	0	0	0	0	0	0	0
30-mai	22,4	14,3	0	0	0	0	0	0	0	0
01-juin	22,6	23,9	20,8	0	0	0	0	0	0	0
10-juin	22,6	24	28,6	17,3	0	0	0	0	0	0
20-juin	22	24	28,9	28,6	18,9	0	0	0	0	0
01-juil	19,6	23,2	28,9	28,9	31,2	20,2	0	0	0	0
10-juil	17,6	21,1	28,3	29	31,4	29,9	16	0	0	0
20-juil	15,9	18,6	25,5	28,4	31,5	30,3	30	15,2	0	0
01-août	15,8	16,8	22	25,2	30,5	30,5	30,5	30,4	13,7	0
10-août	1,8	16,8	20,2	22,5	27,7	29,6	30,6	30,6	25,1	0
20-août	0	1,9	20,2	20,3	24,4	26,2	29,5	30,5	25,3	8,5
B (mm)	14,5	16,8	18,6	16,7	16,3	13,9	11,4	8,9	5,3	0,7
B (m3/ha)	144,8	167,8	186,2	166,8	163,0	138,9	113,8	88,9	53,4	7,1
BB (m3/ha)	241,3	279,7	310,3	278,1	271,7	231,5	189,7	148,2	89,0	11,8
dfc (l/s/ha)	0,29	0,33	0,37	0,33	0,32	0,27	0,22	0,18	0,11	0,01

Tableau 68 : Dfc haricot

Date de repiquage	Oct,-	Oct,-	Nov,	Nov,	Nov,	Dec,-	Dec,-	Dec,-	Jan-	Jan-	Jan-	Fev-	Fev-
«HARIC OT»	02	03	-01	-02	-03	01	02	03	,01	,02	,03	,01	,02
15-oct	4,8	0	0	0	0	2,8	0,2	0	0	2,9	0	0	0
30-oct	0	3,4	0	0	0	0	0	2,2	0	0	0	0	0
15-nov	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
30-nov	0	0	0	0	1,7	0	0	0	0	0	0	0	0
15-déc	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30-déc	0	0	0	0	0	0	0	3,2	0	0	0	0	0
B (mm)	0,8	0,7	0,0	0,0	0,3	0,6	0,0	0,9	0,0	0,6	0,0	0,0	0,6
B (m3/ha)	8,0	6,8	0,0	0,0	3,4	5,6	0,4	9,0	0,0	5,8	0,0	0,0	6,0
BB (m3/ha)	13,3	11,3	0,0	0,0	5,7	9,3	0,7	15,0	0,0	9,7	0,0	0,0	10,0
dfc (l/s/ha)	0,02	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,02	0,00	0,01	0,00	0,00	0,01

Date de repiquage	Juil,- 01	Juil,- 02	Juil,- 03	Aout,- 01	Aout,- 02	Aout,- 03	Sept,- 01	Sept,- 02	Sept,- 03	Oct- ,01	Oct- ,02	Oct- ,03	Nov- ,01
«HARICOT»													
01-juil	7,3	7,1	13,2	20,3	27,6	33,7	33,2	26,5	8,7	3,5	0	0	0
10-juil	0,9	7,1	8,8	13,7	22,3	33,5	33,7	35,7	23,6	4,8	3,7	0	0
20-juil	0	0,9	8,6	8,5	14,6	27,3	33,6	36,6	34,9	23,2	3,1	1,7	0
30-juil	0	0	1,9	8,2	9	18	27,8	36,6	35,8	35,3	22,8	0	1,6
10-août	0	0	0	1	8,8	10,8	17,7	29,3	35,7	36,4	36,3	17,8	0
20-août	0	0	0	0	1,1	10,5	11	19,3	28	36,2	36,9	31,5	1,2
B (mm)	1,4	2,5	5,4	8,6	13,9	22,3	26,2	30,7	27,8	23,2	17,1	8,5	0,5
B (m3/ha)	13,7	25,2	54,2	86,2	139,0	223,0	261,7	306,7	277,8	232,3	171,3	85,0	4,7
BB (m3/ha)	22,8	41,9	90,3	143,6	231,7	371,7	436,1	511,1	463,1	387,2	285,6	141,7	7,8
dfc (l/s/ha)	0,03	0,05	0,11	0,17	0,27	0,44	0,52	0,60	0,55	0,46	0,34	0,17	0,01

Annexe 9 : Adéquation ressources-besoins

Tableau 69 : Adéquation ressources-besoins

Désignation	Nov.-01	Nov.-02	Nov.-03	Dec.-01	Dec.-02	Dec.-03	Jan.-01	Jan.-02	Jan.-03
Apports disponibles (l/s)	250.48	250.48	250.48	673.18	673.18	673.18	881.92	881.92	881.92
Besoins amont (l/s)	35.48	84.19	85.98	87.08	35.27	136.89	83.64	48.23	0.00
Débits restants (l/s)	215.00	166.30	164.51	586.10	637.90	536.29	798.28	833.69	881.92
Besoins aval riz Vakiambiaty (l/s)	33.21	78.80	80.48	81.51	33.02	128.13	78.28	45.14	0.00
Besoins aval riz Aloha (l/s)	22.21	8.75	5.27	5.33	2.54	2.79	1.78	1.78	1.80
Besoins Chou (l/s)	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ray grass	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins haricot 1er saison (l/s)	0.00	0.00	0.05	0.08	0.01	0.13	0.00	0.08	0.00
Besoins haricot 2em saison (l/s)	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins totale en aval (l/s)	55.59	87.55	85.79	86.92	35.56	131.05	80.06	47.00	1.80
Débits restants (l/s)	159.41	78.74	78.71	499.17	602.34	405.24	718.22	786.69	880.12

Désignation	Fev.-01	Fev.-02	Fev.-03	Mars.-01	Mars.-02	Mars.-03	Avr.-01	Avr.-02	Avr.-03
Apports disponibles (l/s)	871.48	871.48	871.48	892.35	892.35	892.35	506.19	506.19	506.19
Besoins amont (l/s)	0.00	0.00	0.00	3.93	5.58	50.43	61.32	72.48	55.87
Débits restants (l/s)	871.48	871.48	871.48	888.43	886.77	841.92	444.87	433.71	450.32
Besoins aval riz Vakiambiaty (l/s)	0.00	0.00	0.00	3.68	5.22	47.20	57.39	67.84	52.30
Besoins aval riz Aloha (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins Chou (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ray grass	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.97	8.03	9.72
Besoins haricot 1er saison (l/s)	0.00	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins haricot 2em saison (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins totale en aval (l/s)	0.00	0.09	0.00	3.68	5.22	47.20	60.36	75.87	62.01
Débits restants (l/s)	871.48	871.39	871.48	884.75	881.55	794.72	384.52	357.85	388.30

Désignation	Mai.-01	Mai.-02	Mai.-03	juin.-01	juin.-02	juin.-03	juil.-01	juil.-02	juil.-03
Apports disponibles (l/s)	297.45	297.45	297.45	213.96	213.96	213.96	193.08	193.08	193.08
Besoins amont (l/s)	37.41	21.84	5.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Débits restants (l/s)	260.04	275.61	291.59	213.96	213.96	213.96	193.08	193.08	193.08
Besoins aval riz Vakiambiaty (l/s)	29.93	17.47	4.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins aval riz Aloha (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	14.09	36.57
Besoins Chou (l/s)	0.18	0.36	0.59	0.78	1.04	1.24	1.47	1.70	2.19
Ray grass	4.37	5.58	6.86	6.16	6.23	5.25	4.20	2.99	2.35
Besoins haricot 1er saison (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins haricot 2em saison (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.36	0.78
Besoins totale en aval (l/s)	34.47	23.42	12.14	6.94	7.27	6.50	5.98	19.15	41.90
Débits restants (l/s)	225.57	252.19	279.46	207.02	206.69	207.46	187.10	173.94	151.18

Désignation	Aout.-01	Aout.-02	Aout.-03	sept.-01	sept.-02	sept.-03	Oct.-01	Oct.-02	Oct.-03
Apports disponibles (l/s)	177.43	177.43	177.43	135.68	135.68	135.68	125.24	125.24	125.24
Besoins amont (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Débits restants (l/s)	177.43	177.43	177.43	135.68	135.68	135.68	125.24	125.24	125.24
Besoins aval riz Vakiambiaty (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins aval riz Aloha (l/s)	57.91	65.08	77.55	85.88	80.14	59.59	49.40	50.52	45.15
Besoins Chou (l/s)	2.09	2.43	2.69	2.41	2.36	2.01	1.65	1.29	0.77
Ray grass	1.11	52.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Besoins haricot 1er saison (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	0.10
Besoins haricot 2em saison (l/s)	1.25	2.01	3.23	3.79	4.44	4.02	3.36	2.48	1.23
Besoins totale en aval (l/s)	62.35	121.94	83.47	92.08	86.94	65.62	54.41	54.41	47.25
Débits restants (l/s)	115.07	55.49	93.95	43.60	48.74	70.06	70.84	70.83	77.99

Annexe 10 : Dimensionnement des microbarrages

1) Prédimensionnement

Tableau 70 : Dimensions caractéristiques du barrage

Formule générale du débit sur un déversoir (m³/s) :

$$Q = ml\sqrt{2g}h^{3/2}$$

Lame d'eau (m) :

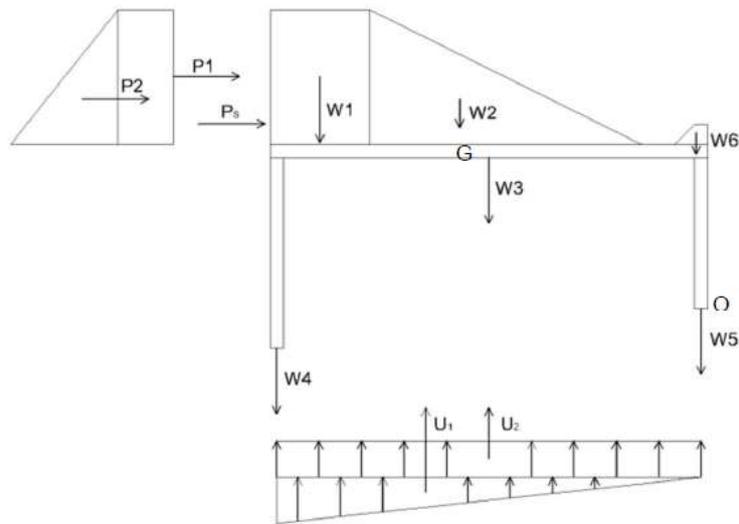
$$h = \left(\frac{Q}{ml\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Débit (m ³ /s)	0.264
Longueur seuil (m)	1.7
Lame d'eau (m)	0.20
Hauteur seuil (m)	1.50
Largeur crête (m)	0.30
Talus paroi aval	0.67
Radier amont (m)	1.00
Radier aval (m)	2.00
Epaisseur radié (m)	0.25
Parafouille amont (m)	0.50
Parafouille aval (m)	1.00
Base (m)	1.30
H amont (m)	1.70
H aval (m)	0.50
Pesanteur (m/s ²)	9.81

Masse volumique barrage	2 500
Masse volumique immergé sédiments	1 600
Hauteur de sédiments	0.00
Angle Frottement interne (°)	30
Largeur fondation	4.20
Epaisseur Parafouille	0.25

3) Stabilité

A. Les forces appliquées



La détermination de la stabilité du barrage nécessite la connaissance des forces appliquées sur l'ouvrage :

a) Poids propre

Le poids total du barrage est :

$$W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6$$

b) Poussée de l'eau

Elle est donnée par :

$$P = P_1 + P_2$$

Avec

$$P_1 = \rho_{eau} \times H \times h_b$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \times \rho_{eau} \times h_b^2$$

Dans lesquelles

ρ_{eau} : masse volumique de l'eau [kg/m³],

H : charge au-dessus du déversoir [m],

h_b : hauteur du barrage [m].

c) Poussée des dépôts solides

Elle est calculé par :

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_i k_s h_s^2$$

Dans laquelle :

γ_i : poids volumique immergé tel que $\gamma_i = 1,6 \text{ T/m}^3$

h_s : épaisseur du dépôt en amont du barrage [m],

k_s : coefficient de poussée tel que :

$$k_s = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right)$$

Où Φ est l'angle de frottement interne

d) Sous pression

La sous pression totale est :

$$U = U_1 + U_2$$

Dans laquelle :

$$U_i = \rho_{eau} \times C_p \times L_R \times H_i$$

Avec :

Cp : coefficient égale à 0,5 ;

LR : Longueur du radier ou barrage [m] ;

Hi : charge en amont ou en aval [m].

e) Les surcharges d'eau

La surcharge totale est :

$$S_c = S_{c1} + S_{c2} + S_{c2} + S_{c3} + S_{c4}$$

Où :

Sc1, Sc2c Sc3 et Sc4 sont respectivement les surcharges sur le radier amont, sur la crête du barrage, sur le radier aval et sur la Parafouille aval.

Tableau 71 : Forces appliquées

FORCES (kg)

Poids du barrage

W1 (massif)	1 125
W2 (masif)	1 875
W3 (radier)	2 688
W4 (paraf amont)	156
W5 (paraf aval)	469
W6 (seuil aval)	0
Total W	6 313

Poussée de l'eau

P1 (lame d'eau)	296
P2 (res eau)	1 125

Poussée de sédiments

Ps	29
Total P	1 450

Sous-pression

U1	1 075
U2	1 287
Total U	2 362

Surcharge

Sc radier amont	1 697
Sc crête	59
Sc radier aval	1 000
Sc paraf aval	125
Total Sc	2 882

B. Les moments

Les moments des forces F_i par rapport aux points O et G sont donnés par :

$$M(F_i) = dF_i \times F_i$$

Les résultats calculés par Excel sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau 72 : Moments par rapport à O [kg.m] :

Poids du barrage W

MW1	3 544
MW2	5 000
MW3	5 778
MW4	652
MW5	59
MW6	0
Total M(W)	15 033

Poussée de l'eau

MP1	518
MP2	1 688

Poussée de sédiments

MPs	32
Total M(P)	2 238

Sous-pression

MU1	2 311
MU2	3 690
Total M(U)	6 001

Tableau 73 : Moments par rapport à G [kg.m] :

Poids du barrage

MW1	1 125
MW2	969
MW3	0
MW4	316
MW5	-949
MW6	0
Total M(W)	1 461

Poussée de l'eau

MP1	-259
MP2	-703

Poussée de sédiments

MPs	-7
Total M(P)	-969

Sous-pression

MU1	0
MU2	-922
Total M(U)	-922

C. Règle de LANE

Pour que la règle de LANE soit vérifiée, il faut que :

$$C > C_{sol}$$

Csol : coefficient de LANE pour le sol de fondation. Il dépend de la nature du sol d'après le tableau suivant :

Tableau 74 : Valeur de C selon la nature du sol

Nature sol	Valeurs C
Limons et sables très fins	8.5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Sables gros	5
Petits graviers	4
Graviers moyens	3.5
Gros graviers	3
Graviers et galets	2.5
Argiles plastiques	3
Argiles moyennes	2
Argiles dures	1.8
Argiles très dures	1.6

Source : cours Monsieur Jean Donné

Csol pour notre projet=3 (argile plastique)

C : coefficient de LANE calculé à partir de la relation suivante :

$$l_v + \frac{1}{3} l_h = C \Delta H$$

C'est-à-dire :

$$C = \frac{l_v + \frac{1}{3} l_h}{\Delta H}$$

Après calcul :

$$l_v = 2,6 \text{ m}$$

$$l_h = 4,20 \text{ m}$$

$$\Delta H = 1,2 \text{ m}$$

$$C=3,3$$

C>3, la règle de LANE est vérifiée.

D. Stabilité au glissement

Il faut vérifier que le coefficient de sécurité vis-à-vis à un glissement soit supérieur à 1,5 :

$$N = W - U$$

$$T = P$$

tgφ = 0,6 pour le contact entre sol meuble et béton.

Application numérique :

$$Kg = \frac{6313 - 2362}{1450} \times 0,6$$

$$Kg = 1,63$$

Le barrage est donc stable par rapport au glissement.

E. Stabilité au renversement

Il faut vérifier que le coefficient de sécurité au renversement K_r soit compris entre 1,5 et 2 :

$M_s = M(W)$ (par rapport à O)

$M_r = M(P) + M(U)$ (par rapport à O)

Application numérique :

$$K_r = \frac{15033}{2238 + 6001}$$

$K_r = 1,82$, le barrage est stable au renversement.

F. Stabilité à la flottaison

Il faut vérifier que le coefficient de sécurité à la flottaison soit supérieur à 1,1

$$K_f = \frac{\sum(W + S_c)}{\sum U} > 1,1$$

$$K_f = \frac{W}{U}$$

Application numérique :

$$K_f = \frac{6001}{2238}$$

$K_f = 2,67$

L'ouvrage est stable à la flottaison.

G. Condition de non poinçonnement du sol de fondation

Cette condition revient à vérifier si la contrainte maximale à la base de l'ouvrage ne dépasse pas la capacité portante du sol de fondation c'est-à-dire il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} est la résistance du sol de fondation, elle varie selon le type de sol d'après le tableau suivant :

Tableau 75 : σ_{sol} selon le type de sol

Nature du sol	σ_{sol} en T/m ²
Argile compacte bien sèche	80
Argile compacte humide	30
Sable humide mêlé de cailloux	60 à 80
Sable fin humide	50
Remblai ancien (1 siècle)	10
Sable argileux et aquifère	20
Roches compactes	100 à 150
Gravier terreux	20 à 50
Cailloux et graviers	40 à 60
Terre vierge non humide	20
Terre végétale rapportée qui a été tassée et pilonnée	10
Vase et argile molle	5

$\sigma_{sol} = 30 \text{ T/m}^2$; pour notre projet.

Les résultats calculés dans le tableur Excel sont exprimés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 76 : Calcul de stabilité interne

**BRAS DE LEVIER % à G
(m)**

Poids du barrage

dW1	1.00
dW2	0.52
dW3	0.00
dW4	2.03
dW5	-2.03
dW6	-2.03

Poussée de l'eau

dP1	-0.88
dP2	-0.63

Poussée de sédiments

dPs	-0.23
-----	-------

Sous-pression

dU1	0.00
dU2	-0.72

Moment % à G (kg.m)	-430
ΣN (kg)	3 950
v (m)	2.15
Moment d'inertie (m ⁴)	6.63
Section (m ²)	4.30

σ max (T/m ²)	0.78
	1.06
σ s (T/m ²)	30
STABLE	

Annexe 11 : Dimensionnement des rampes
Tableau 77 : Caractéristiques des rampes

L'unité d'étude est la parcelle

	chou	Haricot	Ray grass
-			
Type	Monobuse	Monobuse	Monobuse
Débit sélectionné [m3/h]	0.95	0.95	0.95
Débit sélectionné [m3/s]	0.00026	0.00026	0.00026
Diamètre couvert [m]	28	28	28
Pluviométrie [mm]	4.40	4.40	4.40
Ecartement entre 2 arroseurs [m]	12	12	12
Ecartement de la rampe [m]	18	18	18
Longueur de la porte rampe [m]	27	27	27
Nombre de rampes à utiliser	2	2	2
Nombre total de la position de rampe	2	3	3
Nombre de rampes requis par jours	2	2	2
Longueur rampe[m]	18	18	18
Nombre d'arroseurs par rampes	2.00	2.00	2.00
Débit de la rampe [m3/h]	1.9	1.9	1.9
Débit de la rampe [m3/s]	0.001	0.001	0.001
Vitesse de la rampe [m/s]	1	1	1
Section [m ²]	0.001	0.001	0.001
Diamètre [m]	0.02	0.02	0.02
Diamètre [mm]	20	20	20

Tableau 78 : Temps et débit d'application pour chaque parcelle

temps d'application	Chou	Haricot	Ray grass
besoin en eau globaux (mm)	44.0	79.2	92.0
Pluviométrie de l'asperseur (mm)	4.4	4.4	4.4
temps d'application d'une position (h)	10.004	18.0	20.9
	600.3	1080.5	1255.1
Nombre total de la position de rampe	4	4	4
temps déplacement rampe (h)	2	2	2
temps d'application total (h)	40	45	63
total (h)	42	46	64
nombre rampe par position arrosage	2	1	1
débit appliqué à la parcelle par position (m3/s)	0.001	0.001	0.001
débit appliqué à la parcelle par position (m3/h)	3.8	1.9	1.9

Annexe 13 : Dimensionnement des conduites

-Dimensionnement de la rampe

Formule de Christiansen

$$\Delta H = F_c \times \frac{K_2 \times L \times Q^m}{D^{2m+r}}$$

Avec :

$$K_2 = K_1 \times \left(\frac{4}{\pi}\right)^m$$

$$K_1 = \frac{\lambda}{2g}$$

ΔH : perte de charge totale

F_c : Coefficient de correction

K_2 : Coefficient de perte de charge

L: longueur de la rampe

Q : débit livre a la rampe

D: diamètre de la rampe

n: nb d'arroseurs

Détermination du coefficient de perte de charge

Ce coefficient peut être obtenu par la relation du nombre de Reynolds. Soit le nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

$Re = 25826$

Donc, $\lambda = 0,0027$

D'où la valeur de ΔH :

Tableau 79 : Pertes de charge ΔH au niveau de la rampe

	m	K1	K2	n	Fc	L (m)	D (m)	Q (m ³ /s)	ΔH (m)
36*27	2	0,00138	0.00223	2	0,625	18	0,020	0,00052	1,25

Tableau 80 : Dimensionnement des conduites primaire et secondaire

Tronçons	Type	L (m)	Débit (m3/s)	D (m)	V	Pdcl	Pdcs	DH (m)	H Amont	H Aval	COTE sol	Presion au sol
KL	Secondaire	27	0,0011	0,04	0.840	0.0206	0.046	0.60	1571.12	1570.52	1548.13	22.40
IK	Primaire	54	0,0011	0,04	0.840	0.0206		0.74	1572.24	1571.12	1547.99	23.13
GI	Primaire	54	0,0011	0,04	0.840	0.0206		0.74	1573.35	1572.24	1547.96	24.28
EG	Primaire	54	0,0011	0,04	0.840	0.0206		0.74	1574.47	1573.35	1547.89	25.46
CE	Primaire	54	0,0011	0,04	0.840	0.0206		0.74	1575.58	1574.47	1547.85	26.62
AC	Primaire	54	0,0021	0.05	1.07	0.027	0.077	0.79	1577.12	1575.58	1547.80	27.78
SA	Primaire	37	0,0021	0.05	1.07	0.027		0.51	1578.12	1577.12	1547.81	29.31
ST	Primaire	7	0,0021	0.05	1.07	0.027	0.077	0.20	1578.39	1578.12	1540.81	37.31

On peut déduire de ce tableau que le diamètre des conduites secondaire est de 40 mm.

Tableau 81 : Coefficient de pertes de charge pour une sélection de vanne et raccords

<i>ACCESOIRE</i>	<i>COEFF.PERTE SINGULIERE</i>
Vanne à boule, entièrement ouverte	10,0
Vanne à angle, entièrement ouverte	5,0
Clapet anti-retour à battant, entièrement ouvert	2,5
Vanne, entièrement ouverte	0,2
Coude de petit rayon	0,9
Coude de rayon moyen	0,8
Coude de grand rayon	0,6
Coude de 45 degrés	0,4
Coude de 180 degrés	2,2
Té Standard – flux droit	0,6
Té Standard – flux dévié	1,8
Entrée brusque	0,5
Sortie brusque	1,0

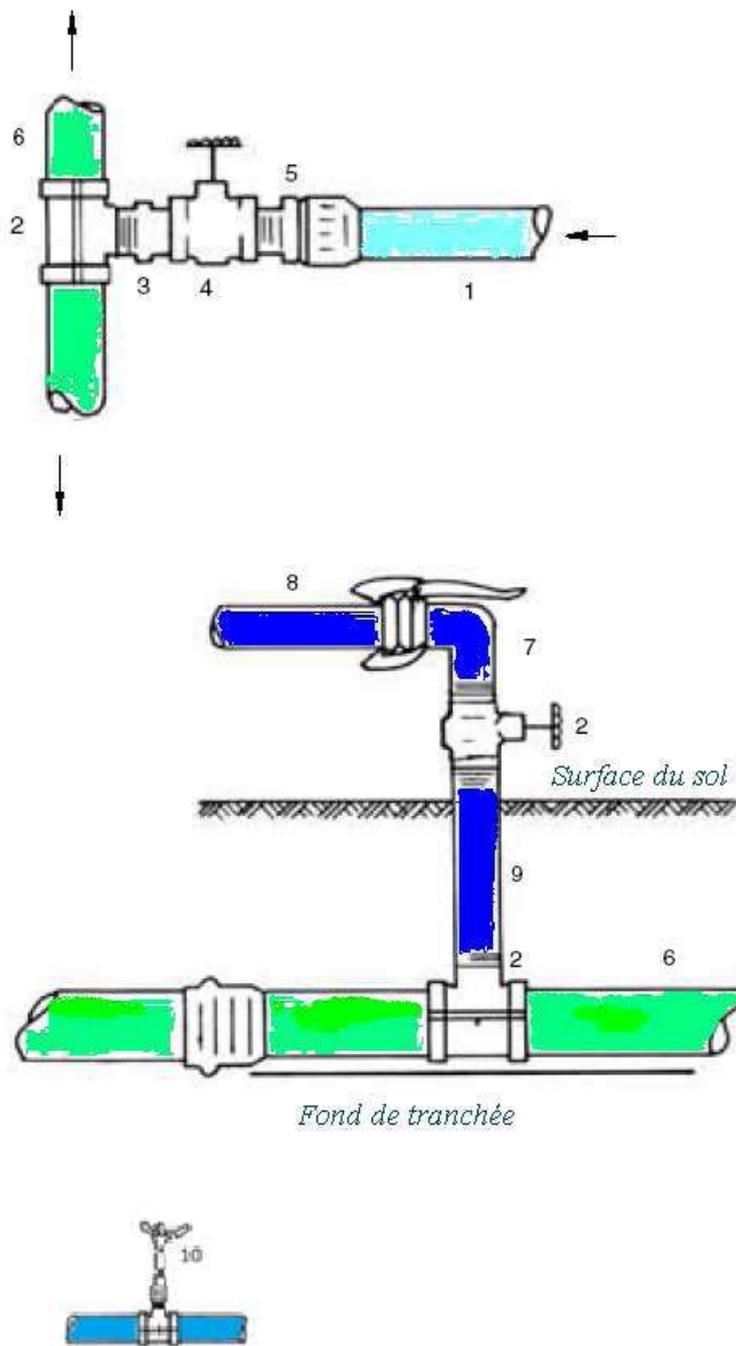


Figure n° 31 : Techniques de raccords à rampe mobile :

1 : Conduite principale

2 : Collier de prise en charge

3 : Raccord

4 : Robinet vanne

5 : Adaptateur

6 : Porte rampe (conduite secondaire)

7 : Coude à raccord rapide

8 : Rampe

9 : Tube de rallonge fileté

10 : Asperseur

Annexe13 : Etudes économiques

Tableau 82 : Bordereau détaillé estimatif

N° Pièce	Description	Unité	Quantité	PU [AR]	Montant [AR]
I-FRAIS GENEREAUX					
1	Installation de chantier	ft	1.00	2000000.0 0	2000000.00
2	Batardage provisoire	ft	15.00	100000.00	1500000.00
3	Repli de chantier	ft	1.00	500000.00	500000.00
				Sous Total	4 000 000.00
II-Construction des Barrages					
Terrassement					
4	Décapage et débroussaillage	m3	53.00	3000.00	159000.00
5	Fouille	m3	21.00	6000.00	126000.00
				Sous Total	285 000.00
Béton et maçonnerie					
5	Béton de propreté dosé à 150Kg	m3	1.58	180000.00	284400.00
6	Béton armé dosé à 350Kg	m3	23.20	310000.00	7192000.00
7	Armature en acier de différent diamètre	kg	1310.00	8000.00	10480000.00
8	Construction de la masque en ferrociment ép=10 cm	ml	8.50	77000.00	654500.00
9	Enrochement	m3	10.00	675000.00	6750000.00
				Sous Total	25 360 900.00
Enduit et protection					
10	Enduit au mortier de ciment dosé à 400Kg	m2	120.00	18500.00	2220000.00
11	Fourniture et battage rideau de pieux jointifs en bois de diam 150 mm	U	120.50	16000.00	1928000.00
12	Fourniture et battage pieux pour fondation en bois de diam 250 mm, battus jusqu'au refus	U	235.00	19000.00	4465000.00
				Sous Total	8 613 000.00
Equipement Hydraulique					
13	Fourniture et pose Vanne à vis	U	5.00	1400000.0 0	7000000.00
				Sous Total	7000000.00
				Total Constructions Barrages	41 258 900.00
PARTITEUR DE DEBIT					
Terrassement					
14	Décapage et débroussaillage	m2	120.00	3000.00	360000.00
15	Fouille	m3	50.00	6000.00	300000.00
				Sous Total	660000.00
Béton et maçonnerie					
16	Béton dosé à 350Kg	m3	7.65	310000.00	2371500.00

17	Béton de propreté dosé à 150Kg	m3	7.43	180000.00	1337400.00
18	Maçonnerie de moellons	m3	3.60	175000.00	630000.00
				Sous Total	4338900.00
				Total ouvrage de prise	4998900.00
III-Ouvrage de Prise					
Terrassement					
19	Décapage et débroussaillage	m2	150.00	3000.00	450000.00
20	Fouille	m3	66.50	6000.00	399000.00
				Sous Total	849000.00
Béton et maçonnerie					
21	Béton de propreté dosé à 150Kg	m3	5.43	180000.00	977400.00
22	Fourniture et pose Buse béton de différents diamètre	ml	29.00	18000.00	522000.00
23	Maçonnerie de moellons	m3	45.00	175000.00	7875000.00
				Sous Total	9374400.00
Equipement Hydraulique					
24	Fourniture et pose Vanne métallique	U	29.00	70000.00	2030000.00
25	Fourniture et pose Dégrilleur	U	29.00	15000.00	435000.00
				Sous Total	2465000.00
				Total ouvrage de prise	12 688 400.00
REMISE EN ETATS DE LA CANAL PRIMAIRES ET DES DIGUES					
26	Reprofilage canal trapézoïdale (h=1 m, m=1/3, b=0,5m)	ml	200.00	32000.00	6400000.00
27	Reprofilage canal trapézoïdale avec digue (Hd=2 m, m=1/3, b=0,7m)	ml	1100.00	65000.00	71500000.00
28	Reconstruction digue et reprofilage canal trapézoïdale (Hd=2 m, m=1/3, b=0,5m)	ml	580.00	160000.00	92800000.00
29	Curage et reprofilage canal trapézoïdale (Hd=1,5 m, m=1/3, b=0,5m)	ml	750.00	40000.00	30000000.00
30	Engazonnement	m2	2000.00	2000.00	4000000.00
				Total REMISE EN ETATS DE LA CANAL PRIMAIRES ET DES DIGUES	204 700 000
CURAGE, REMISE EN ETATS DES CANALS SECONDAIRES					
31	Reprofilage des canaux en terre	ml	1000.00	10000.00	10000000.00
32	Curage canal	ml	2500.00	2000.00	5000000.00
				Total Curage et remise en états des canaux secondaires	15 000 000
Puits de captage					
1-Constructions puits					
33	Construction de puits en ferrociment de diamètre 1,5 m; profondeur 8 m	ft	10.00	3660000.00	36600000.00

34	Construction margelle	ft	10.00	1065600.0 0	10656000.00
				Sous Total	47256000.00
4-Equipement de pompage					
35	Fourniture et pose de pompe immergée	ft	10.00	7000000.0 0	70000000.00
36	Fourniture et pose équipements électriques de la pompe (fil électrique, cellule photovoltaïque, batterie et boîte de contrôle)	ft	10.00	6000000.0 0	60000000.00
37	Fourniture et pose équipements hydrauliques (clapet anti retour, ventouse, etc.)	ft	10.00	600000.00	6000000.00
				Sous Total	136000000.00
				Total puits	183 256 000
ABRI POMPE ET LOGEMENT					
1-Terrassement					
38	Fouille d'ouvrage	m3	6.24	6000.00	37440.00
39	Remblais compacté	m3	1.32	12500.00	16500.00
				Sous Total	53940.00
OUVRAGE EN INFRASTRUCTURE					
40	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m3 de CPA, d'ep:0,05m	m3	1.54	180000.00	276480.00
41	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 de CPA	m3	1.44	310000.00	446400.00
42	Coffrage en bois ordinaire, y compris traverses et étais	m2	27.00	21500.00	580500.00
43	Armature en acier de tout diamètre	Kg	241.92	8000.00	1935360.00
44	Maçonnerie de moellons	m3	5.70	175000.00	997500.00
				Sous Total	4236240.00
OUVRAGE EN SUPERSTRUCTURE					
44	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 de CPA	m3	2.61	310000.00	809100.00
45	Coffrage en bois ordinaire, y compris traverses et étais	m3	45.00	21500.00	967500.00
46	Armature en acier de tout diamètre	kg	438.48	8000.00	3507840.00
				Sous Total	5284 440.00
MACONNERIE ET RAVALEMENT					

47	Maçonnerie de brique d'argile cuit 20*10, hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3 de CPA	m2	63.60	7000.00	445200.00
48	Enduit au mortier de ciment dosé à 350 Kg/m3 de CPA, d'ép 0,015	m2	171.12	15000.00	2566800.00
49	Chape ordinaire dosé 400kg/m3 de CPA, d'ép 0,02m	m2	45.90	18500.00	849150.00
				Sous Total	3861150.00
CHARPENTE - COUVERTURE - PLAFONNAGE					
50	Charpente non assemblée en bois dur du pays, rabotée en 4 faces, y compris toutes accessoires				
	a) madrier de 6 x 16 de 4m	U	12.00	18000.00	216000.00
	b) Entretoise en bois carré 6 x 6 de 4m	U	15.00	8500.00	127500.00
51	Fourniture et pose de plafond en volige pin de 15 x 100, y compris gorge en bois moulurée de dimension 5 x 5	m2	20.28	7000.00	141960.00
52	Fourniture et pose de couverture en tôle ondulée galvanisée 63/100è, y compris clou cranté, cale d'onde, cavalier, rondelle bitumée, rondelle d'écrou	m2	39.00	40000.00	1560000.00
53	Fourniture et pose de planche de rive de hauteur 0,20m d'ep:3,0cm y compris fixation et toutes accessoires de pose	ml	20.40	8000.00	163200.00
				Sous Total	2208660.00
MENUISERIE METALLIQUE					
54	Fourniture et pose portail métallique à un vantail de dimension 0,80 x 2,10 avec cadre et bâti en fer cornière 35/35/4 et 2/3 de panneau en TPN 15/10, 1/3 grillé en fer Tor 10 espacé de 5 cm, y compris pattes à scellement, paumelles 140, 2 cadenas de sureté type grand modèle, tirette , application d'antirouille.	U	3.00	60000.00	180000.00
55	Fourniture et pose grille de protection de dimension 0,80x0,90 avec cadre en fer cornière 35/35/4 et motif en tube carrée de 20x20 espacé de 15cm, y compris pattes à scellement, , application d'antirouille.	U	3.00	30000.00	90000.00
				Sous Total	270000.00
MENUISERIE BOIS					
56	Fourniture et pose pleine en bois dur du pays à un vantail avec bâti de 0,07x0,07, paumelles de 140, serrure de sureté à encastrer type vachette. Dimensions 0,80x2,10	U	3.00	300000.00	900000.00
57	Fourniture et pose volet plein en bois dur du pays à 2 vantaux avec bâti de 0,07x0,07, paumelles de 110, crémons en fonte. Dimensions 1,40x1,10	U	3.00	300000.00	900000.00

58	Fourniture et pose de châssis vitrées en bois dur du pays à 2 vantaux avec bâti de 0,07x0,07, paumelles de 110, crémone en fonte. Dimensions 1,40x1, 10	U	3.00	160000.00	480000.00
59	Fourniture et pose de châssis vitrées en bois dur du pays à 1 vantail avec bâti de 0,07x0,07, paumelles de 110, crémone en fonte. Dimensions 0,80x0, 90	U	3.00	100000.00	300000.00
				Sous Total	2 580 000.00
PEINTURE					
60	Badigeon à la chaux grasse alunée appliqué en 2 couches	m2	120.00	1500.00	180000.00
61	Peinture à l'huile appliquée en 2 couches, y compris tous travaux préparatoires de la surface à peindre (mur intérieur)	m2	84.00	10000.00	840000.00
62	Peinture vinylique extérieure appliquée en 2 couches, y compris tous travaux préparatoires de la surface à peindre (ivoire)	m2	84.00	11000.00	924000.00
63	Peinture glycérophtalique appliquée en 2 couches, y compris tous travaux préparatoires surface à peindre (bleu)	m2	84.00	10000.00	840000.00
64	Fourniture et pose vitre double d'ep: 4mm toutes sujétions de pose	m2	4.50	60000.00	270000.00
				Sous Total	3054000.00
				TOTAL ABRI POMPE ET LOGEMENT	21 548 430.00
Réseau de Distribution					
Aspiration					
65	Flexible d'aspiration	ml	15.00	27500.00	412500.00
66	Collier de serrage	U	12.00	6000.00	72000.00
67	Crépine	U	1.00	40000.00	40000.00
				Sous total	524500.00
Ouvrage de Tête					
68	Fourniture et pose Vanne de contrôle laiton 50 in	U	10.00	25000.00	250000.00
69	Fourniture et pose Vanne de sectionnement laiton 50 in	U	10.00	25000.00	250000.00
70	Raccord 50 in	U	10.00	10000.00	100000.00
				Sous total	600000.00
Tuyauterie					
71	Fourniture et pose de canalisation PEHd DN 50 PN10	ml	680.00	13400.00	
72	Fourniture et pose Conduite PEHd DN 40 PN10	ml	2250.00	9200.00	20700000.00
73	Fourniture et pose Conduite PEHd DN 20 PN10	ml	720.00	6200.00	4464000.00
				Sous total	25164000.00
Accessoire					
74	Fourniture et pose Compteur volumétrique DN 50	U	10.00	1500000.00	15000000.00

75	Fourniture et pose Bouchon PP 20 in	U	40.00	15000.00	600000.00
76	Fourniture et pose Bouchon PP 40 in	U	50.00	23000.00	1150000.00
77	Fourniture et pose Robinet Vanne 40 in	U	120.00	25000.00	3000000.00
78	Fourniture et pose Robinet Vanne 20 in	U	80.00	18000.00	1440000.00
79	Fourniture et pose de réduction à serrer DN 50/40 PN9	U	10.00	35000.00	350000.00
80	Fourniture et pose de réduction à serrer DN 40/20 PN10	U	128.00	17500.00	2240000.00
81	Fourniture et pose tube de rallonge fileté 1 m 40 in	U	60.00	10000.00	600000.00
82	Fourniture et pose coude à raccord rapide 53,6 in	U	60.00	5000.00	300000.00
83	Fourniture et pose adaptateur PP 20 in	U	40.00	20000.00	800000.00
84	Fourniture et pose adaptateur PP 40 in	U	60.00	25000.00	1500000.00
85	Fourniture et pose raccord 40 in	U	60.00	2500.00	150000.00
86	Fourniture et pose asperseur Rain Bird Q=0,95 m3/h	U	80.00	17500.00	1400000.00
				Sous total	28 530 000
			Total Réseau de Distribution		54 818 500

	Total HT	542 269 130.00
	TVA	0.20
	Total TTC	650 722 956.00

Tableau 83 : Cout d'utilisation des matériels agricole

Désignation	Quantité demi-jour/ha	PU	Coûts/ha
Charrues	4	7000	28000
Herses	4	7000	28000
Sarcoir	4	7000	28000
Pulvérisateurs	4	7000	28000
Charrette	4	7000	28000
		Total	140 000.00

Tableau 84 : Cout des intrants Riz

Désignation	Quantité/ha	PU	Coûts/ha
Semence de riz	30	3000	90000
fumier de ferme/charrette	15	25 000.00	375000
Engrais NPK 11-22- 16	45	3000	135000
		Total	600000

Tableau 85 : Cout des intrants Chou et haricot

Désignation	Quantité/ha	PU	Coûts/ha
Semence	30	2000	60000
fumier de ferme/charrette	20	25000	500000
Engrais NPK 11-22- 16	150	2800	420000
		Total	980000

Tableau 86 : Cout des intrants Ray grass

Désignation	Quantité/ha	PU	Coûts/ha
semence (Ray grass)	60	15000	900000
fumier de ferme/charrette	20	25 000.00	500000
Engrais NPK 11-22- 16	150	2800	420000
		Total	1820000

Tableau 87 : Mains d'œuvre Riz

Désignation	Rendement [hj/ha]	PU [hj/ha]	Coûts/ha
Pépinières (4ares/ha)	4	3500	14000
Curage	5	3500	17500
Mise en eau	5	3500	17500
Finition labour mécanique	50	3500	175000
Nivellement	30	3500	105000
Repiquage	50	3500	175000
Entretien	15	3500	52500
Désherbage (2 fois)	30	3500	105000
Traitement	5	3500	17500
Récolte	50	3500	175000
Transport des bottes	10	3500	35000
Vannage/Séchage	10	3500	35000
		Total	924000

Tableau 88 : Mains d'œuvre Ray grass

Désignation	Rendement [hj/ha]	PU [hj/ha]	Coûts/ha
Pépinières (4ares/ha)	0	3500	0
Curage	0	3500	0
Mise en eau	0	3500	0
Finition labour mécanique	30	3500	105000
Nivellement	30	3500	105000
Repiquage	0	3500	0
Entretien	0	3500	0
Désherbage (2 fois)	0	3500	0
Traitement	5	3500	17500
Récolte	25	3500	87500
Transport des bottes	5	3500	17500
Gestion de l'aspersion	3	6000	18000
Vannage/Séchage	0	3500	0
		Total	350500

Tableau 89 : Mains d'œuvre Chou et haricot

Désignation	Rendement [hj/ha]	PU [hj/ha]	Coûts/ha
Pépinières (1ares/Ha)	2	3500	7000
Curage	0	3500	0
Mise en eau	0	3500	0
Finition labour mécanique	30	3500	105000
Nivellement	30	3500	105000
Repiquage	0	3500	0
Entretien	10	3500	35000
Désherbage (2 fois)	30	3500	105000
Traitement	5	3500	17500
Récolte	25	3500	87500
Transport des bottes	0	3500	0
Déplacement rampes et gestion installations	3	6000	18000
Vannage/Séchage	0	3500	0
		Total	480000

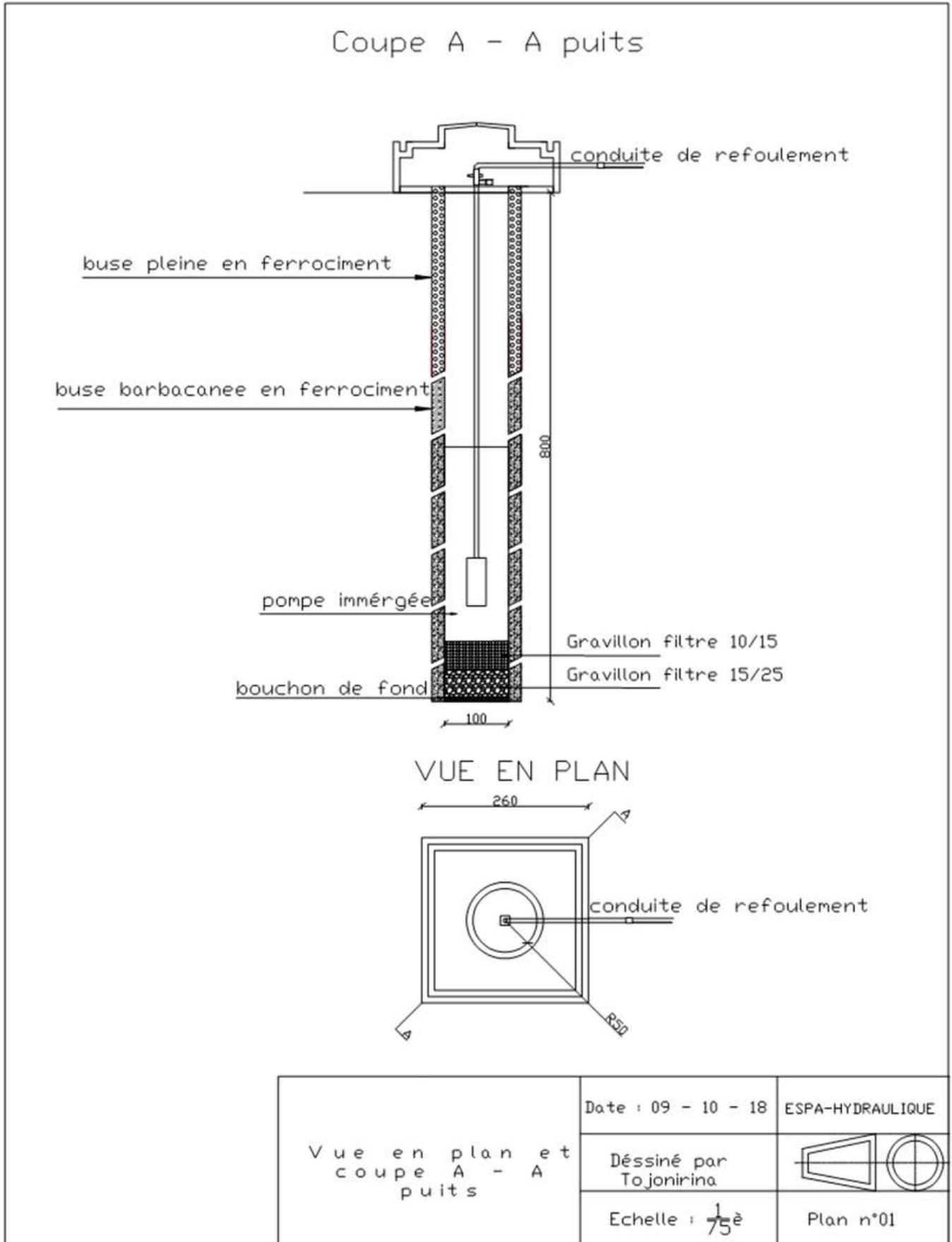
Détermination des cash-flows et cash-flow actualisé (Arx1000)

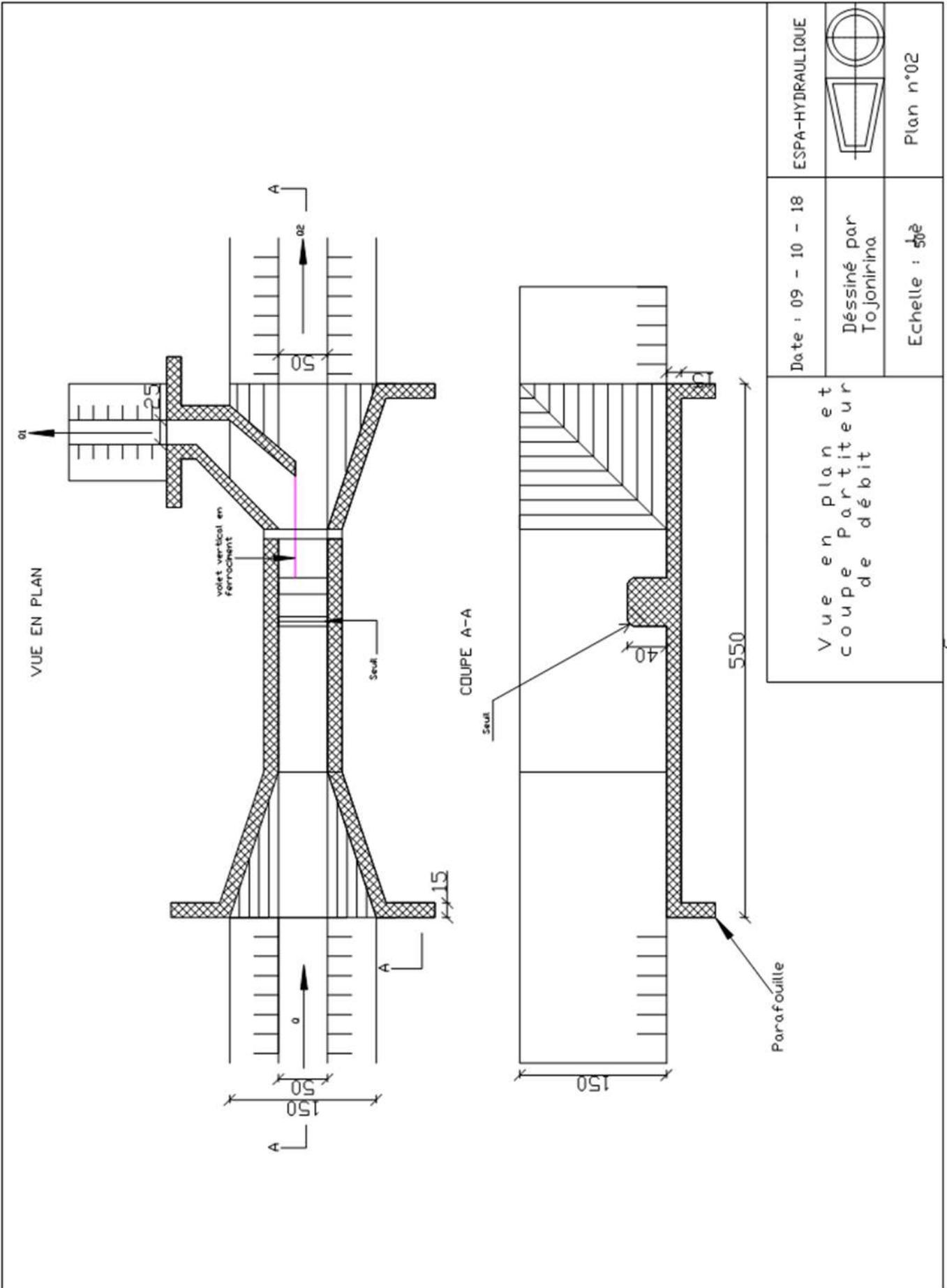
Année	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
COUTS DES PRODUITS											
Superficie Chou (ha)	0	1.25	1.25	2.5	2.5	3.5	3.5	5	5	7.5	7.5
Superficie haricot (ha)	0	1.25	1.25	2.5	2.5	3.5	3.5	5	5	7.5	7.5
Superficie Ray grass (ha)		2.5	2.5	5	5	7.5	7.5	10	10	15	15
Superficie Rizière (ha)	0	125	125	150	150	200	200	250	250	284	284
Rendement Chou (pièce/ha)		20000	20000	25000	35000	35000	35000	50000	50000	60000	60000
Rendement haricot (t/ha)		0.7	0.7	1	1	1.5	1.5	2	2	3	3
Rendement riz (t/ha)		2.8	2.8	3	3	3.25	3.25	3.5	3.5	4	4
Production Chou (pièces)		25000	25000	62500	87500	122500	122500	250000	250000	450000	450000
Production haricot (tonnes)	0	0.875	0.875	2.5	2.5	5.25	5.25	10	10	22.5	22.5
Production riz (tonnes)	0	350	350	450	450	650	650	875	875	1136	1136
Résultat	0	308812.5	308812.5	425000	437500	634125	634125	900000	900000	1257550	1257550
FRAIS D'EXPLOITATION											
Intrants	0	101750	101750	127700	127700	172110	172110	217500	217500	257272	257272
Mains d'œuvres	0	117576.25	117576.25	142752.5	142752.5	190788.75	190788.75	239305	239305	274873.5	274873.5
Matériels	0	18200	18200	22400	22400	30030	30030	37800	37800	43960	43960
Charge d'exploitation	0	237526.25	237526.25	292852.5	292852.5	392928.75	392928.75	494605	494605	576105.5	576105.5
Entretien. Gestion		5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
Amortissement		65072.29	65072.29	65072.29	65072.29	65072.29	65072.29	65072.29	65072.29	65072.29	65072.29
Total dépense	650722.95	307598.54	307598.5	362924.79	362924.79	463001.04	463001.04	564677.29	564677.29	646177.79	646177.79
CASH FLOW	-	650722.95	1 213.95	1 213.95	62075.2044	74575.2044	171123.95	171123.95	335322.70	335322.70	611372.20
CASH FLOW ACTUALISE à 10%	-	650722.95	1103.59	1003.26	46638.01	50935.86	106254.51	96595.01	172073.56	156430.51	259281.49

VAN = Ar 475 303 349.

TRI=18,36%

Annexe 14 : Plan divers

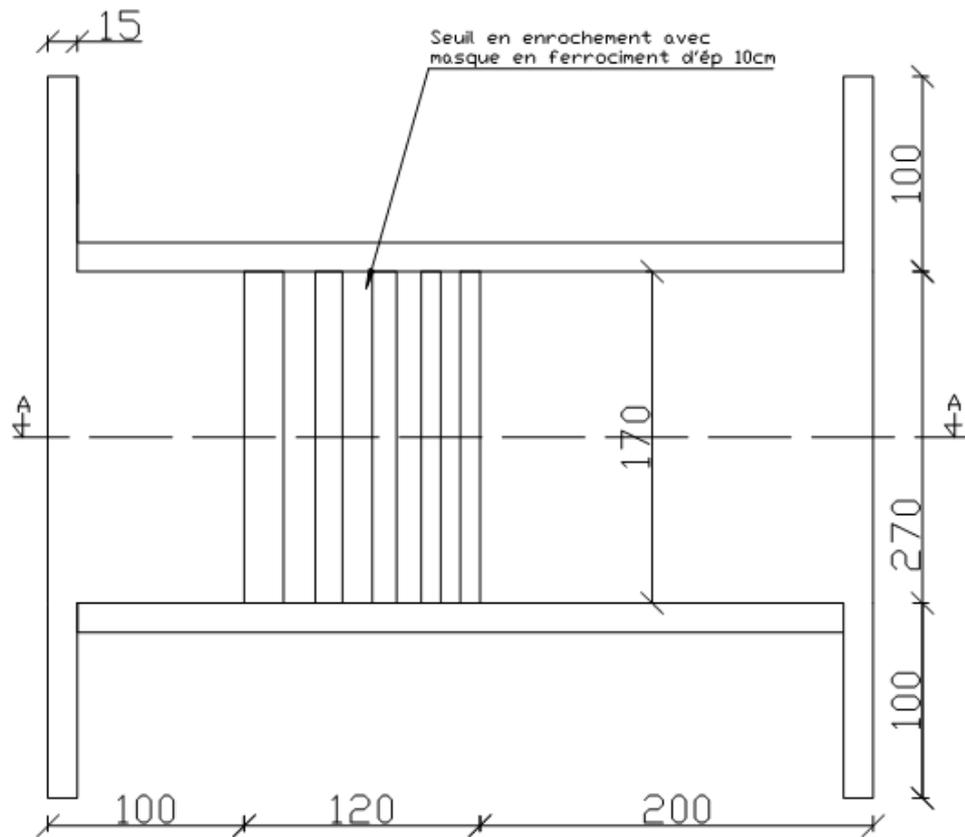




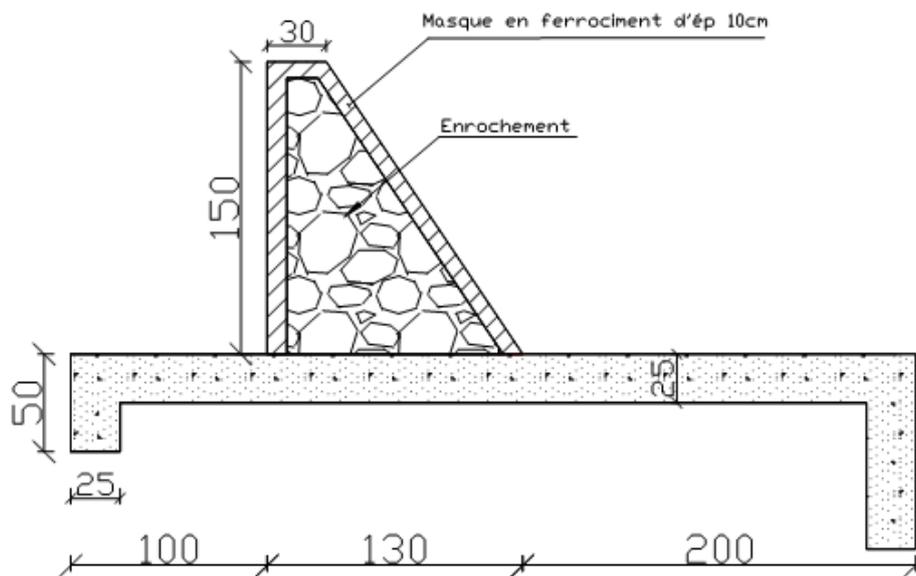
Vue en plan et coupe Partiteur de débit

Date : 09 - 10 - 18	ESPA-HYDRAULIQUE
Déssiné par Tojonirina	
Echelle : 50è	Plan n°02

VUE EN PLAN



COUPE A-A



Vue en plan et coupe microbarrage	Date : 09 - 10 - 18	ESPA-HYDRAULIQUE
	Déssiné par Tojonirina	
	Echelle : $\frac{1}{35}$	Plan n°03

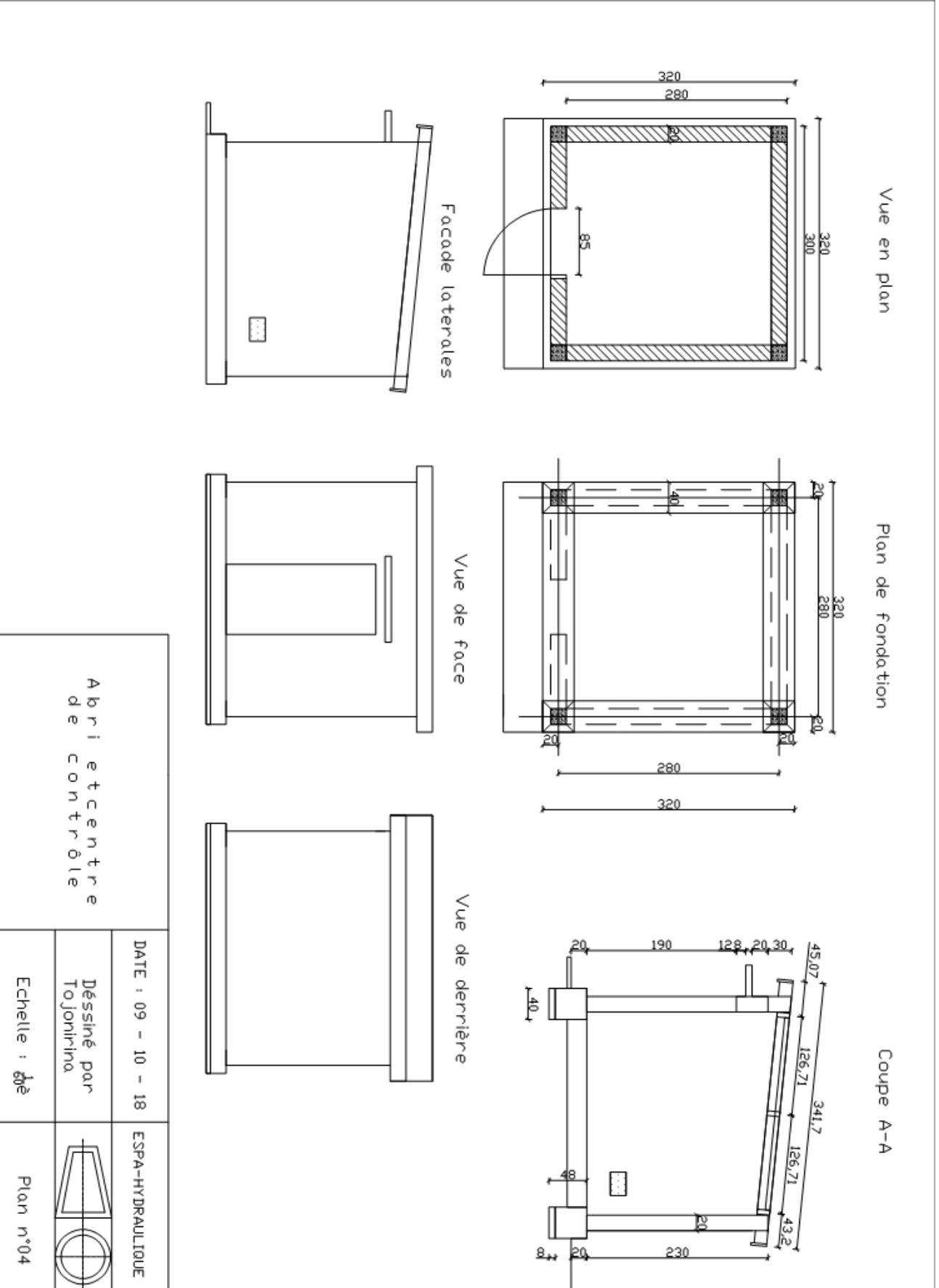


TABLE DES MATIERES

remerciements : -----	I
Sommaire : -----	II
Liste Des Abreviations-----	V
Liste Des Tableaux -----	VII
Liste Des Illustrations-----	IX
Introduction-----	1
Premiere Partie : Generalite Sur Le Changement Climatique Et La Gestion Integree Des Ressources En Eau (Gire), Presentation Du Projet	
Chapitre 1 -Mise En Contexte Du Projet Par Rapport Au Changement Climatique Et A La Gestion Integree Des Ressources En Eau -----	3
1.1-Généralités Sur Le Changement Climatique A Madagascar -----	3
1.1.1-Historique Du Climat -----	3
1.1.2-Climat Futur -----	3
1.1.3-Impacts Et Vulnérabilités Des Secteurs Concernés -----	4
1.1.3.1-Ressources En Eau-----	4
1.1.3.2-Production Agricole -----	5
1.1.3.3-Santé Humaine -----	6
1.1.4-Cadre Institutionnel -----	7
1.2-Généralité Sur La Gire -----	9
1.2.1-Notion De Ressources En Eau-----	9
1.2.2-Gestion Intégrée Des Ressources En Eau -----	9
1.2.3-Concept Gire -----	9
1.3-Redynamisation Du Monde Rural-----	11
1.4-Contexte De L'étude -----	13
Chapitre 2-Presentation De La Zone D'étude -----	14
2.1-Milieu Physique -----	14
2.1.1-Localisation De Sabotsy Namehana Et Du Périmètre Du Projet-----	14
2.1.2-Climatologie Et Géologie -----	17
2.1.2.1-Climat -----	17
2.1.2.2-Géologie -----	17
2.1.3-Démographie -----	19
2.1.4-Economie -----	21
2.2-Equipements Sociaux -----	23
2.3-Voies De Communication -----	24
2.4-Les Infrastructures Hydroagricoles Existantes -----	24

2.5-Végétation	25
Chapitre 3-Etat Des Lieux Et Diagnostic Du Perimetre	26
3.1-Evaluation Sommaire Des Ressources En Eau Disponibles	26
3.1.1-Eaux De Surface	26
3.1.2-Eaux Souterraines	27
3.2-Situation De L'exploitation Agricole	27
3.2.1-Propriétés Foncières Et Mode De Faire Valoir	27
3.2.1.1-Propriétés Des Terres	27
3.2.1.2-Mode De Faire Valoir Des Terres	27
3.2.2-Pratiques Culturelles	28
3.2.2.1-Pratique Culturelle	28
3.2.3-Principales Cultures Et Productions Agricoles	31
3.2.4-Contraintes Et Opportunités De Mise En Valeur	34
3.3-Diagnostic Des Infrastructures	36
3.3.1-Les Installations Existantes	36
3.3.2-Etat Général Du Périmètre	38
Chapitre 4-Bilan En Eau Du Perimetre	41
4.1-Estimation Des Ressources En Eau Du Périmètre	41
4.1.1-Étude Des Bassins Versants	41
4.1.1.1-Définition	41
4.1.1.2-Caractéristiques Du Bassin Versant	42
4.1.2-Étude Pluviométrique	45
4.1.2.1-Ajustement Statistique	45
4.1.3-Apport Garanti	47
4-1-3-1-Estimation Des Débits Des Eaux De Surfaces	47
4-1-3-2-Estimation Des Débits Et Réserves En Eaux Souterraines	48
4-1-3-3-Récapitulation	52
4.2-Calcul Des Besoins En Eau Du Périmètre	52
4.2.1-Besoin En Eau Des Cultures	52
4.2.2.1-Evapotranspiration Potentielle Etp Ou Eto	53
4.2.2.2-Pluie Efficace	53
4.2.2.3-Besoin En Eau Des Principales Cultures	53
4.2.2-Besoin En Eau De La Population	54
4.2.3-Besoin En Eau De L'élevage	54
4.2.4-Besoin En Eau Total	55
4.3-Bilan En Eau	55
Chapitre 5-Perspective D'intervention Pour L'amélioration De L'irrigation	57
5.1-Identification Des Projets	57
5.2-Adéquation Ressource-Besoin	57
5.3-Proposition D'aménagement	58
5.3.1-Rappel Sur La Situation Actuelle De L'irrigation	58
5.3.2-Variantes D'aménagements	58
5.3.2.1-Variante 1-Optimisation De L'existant	58
5.3.2.2-Variante 2-Optimisation De L'existant Combiné A La Technologie De L'aspersion	59
5.3.3-Comparaison Des Deux Variantes :	60
5.3.4-Solutions Proposées	60
5.3.5-Ouvrages A Construire	61
5.3.6-Intensification De La Culture	61

5.4-Récapitulation Général Du Projet D'aménagement	62
5.4.1-Plan Général D'aménagement.....	63
5.4.2-Ouvrage Et Aménagement Pour L'optimisation Du Système Existant	64
5.4.2.1-Captages Et Pompages Au Fil Du Soleil	64
5.4.2.2-Réhabilitation De La Digue Et Du Canal Primaire	65
5.4.2.3-Construction De Prise Parcellaire	65
5.4.2.4-Construction De Barrages En Cascades	65

Deuxieme Partie : Amenagements et Hydraulique des Asperseurs

CHAPITRE 6-GENERALITES SUR L'IRRIGATION PAR ASPERSION	66
--	-----------

6.1-Approche générale et définition	66
--	-----------

6.2-Avantage de l'irrigation par aspersion	67
---	-----------

6.3-Trame et composante du système	68
---	-----------

6.3.1 Captage	68
6.3.2-Conduite d'adduction-distribution aux parcelles (conduites principales)	68
6.3.3-Conduites secondaires ou portes rampes	68
6.3.4-Conduites latérales ou rampes	68
6.3.5-Asperseurs ou diffuseurs.....	69

CHAPITRE 7-ÉTUDES TECHNIQUES DE L'OPTIMISATION DES INSTALLATIONS EXISTANT DU PERIMETRE	71
--	-----------

7.1-Débit de crue	71
--------------------------------	-----------

7.2-Calcul de débit	72
----------------------------------	-----------

7.2.1-Débit de pointe	72
7.2.2-Débit d'équipement Q_e	72
7.2.3-Débit nominal théorique Q_{th}	72
7.2.4-Main d'eau	72
7.2.5-Débit Calibré $Q_{calibré}$	72
7.2.6-Débit nominal Q_N	74

7.3-Principe de dimensionnement des canaux :	74
---	-----------

7.3.1-Objectifs	74
7.3.2-Coefficient de rugosité K	75
7.3.3-Vitesse	75
7.3.4-Fruit des talus et profil de canal	75
7.3.5-Section et périmètre mouillés	75
7.3.6-Calage hydraulique	76

7.4-Microbarrages en cascade	77
---	-----------

7.4.1-Prédimensionnement du barrage	77
7.4.2-Etude de la stabilité du barrage	77
7.4.2.1- La règle de LANE	77
7.4.2.2-Stabilité au glissement	79
7.4.2.3- Stabilité au renversement	79
7.2.6.4. Stabilité à la flottaison	80
7.4.2.5-Stabilité interne	80

7.5-Dimensionnement des principaux ouvrages	81
--	-----------

7.5.1-Ouvrages de prise.....	81
7.5.1.1-Principe de dimensionnement	81
7.5.1.2-Résultats	82
7.5.2-Partiteur de débit	84
7.5.2.1-Principe de dimensionnement	84

7.5.2.1-Résultats	84
7.6-Reprofilages du canal primaire et des digues	85
CHAPITRE 8 : ETUDES HYDRAULIQUES DE L'IRRIGATION PAR ASPERSION	87
8.1. Le captage	87
8.1.1-Hypothèse de débit	87
8.1.2-Propriété de la nappe	87
8.1.3-Résultats	89
8.1.3-Ouvrages de captage	90
8.2-Besoin en eau de la culture de choux et du haricot	91
8.2.1-Reserve utile	91
8.2.2-Reserve facilement utilisable	92
8.2.3-Dose d'irrigation	93
8.3-Doses et fréquence d'arrosage	93
8.3.1-Périodicité	93
8.3.2-Pluviométrie	94
8.3.3-Heure effective d'arrosage	95
8.3.4-Fréquence d'arrosage	96
8.4-Conception du réseau	96
8.4.1-Disposition général du périmètre	96
8.4.2-Disposition au niveau des parcelles	97
8.5-Dimensionnement des conduites	99
8.5.1-Dimensionnement des rampes	99
8.5.1.1-Détermination du coefficient λ	100
8.5.1.2-Dimension des rampes	101
8.5.2-Dimensionnement des conduites primaires et secondaires	101
8.5.2.1-Type de tuyau :	101
8.5.2.2-Pertes de charge :	101
8.5.2.2-Choix des diamètres :	102
8.6-Le pompage	102
8.6.1-Choix de la Pompe :	102
8.6.2-Hauteur Manométrique Totale : (HMT)	102
8.6.3-Rendement de la pompe : (η)	103
8.6.4-Puissance de la pompe : (P)	103
8.6.5-Caractéristiques des conduites de refoulement :	103
8.6.6-Abri pour recevoir les équipements de contrôle de la pompe	103

TROISIEME PARTIE : ETUDES ECONOMIQUE ET EIE DU PROJET

CHAPITRE 9-ÉTUDES ECONOMIQUES ET ENVIRONNEMENTALES	104
9.1-Études économiques	104
9.1.1-Avantage du projet	105
9.1.2-Avantages dérivés du projet	105
9.1.2-Rentabilité du projet	106
9.1.2.1-La valeur actuelle nette :	107
9.1.2.2. Le taux de rentabilité interne (TRI)	107
9.2-Études Environnementales	108
9.2.1- Mise en contexte du projet	108
9.2.2-Screening	108
9.2.3-Identification et analyse des impacts	110
9.2.4-Mesure d'atténuation et de compensation	115

CONCLUSION -----	116
BIBLIOGRAPHIE-----	117
COURS-----	117
ANNEXE-----	A1
TABLE DES MATIERES	