

LISTES DES ABREVIATIONS

AUE	:	Association des Usagés de l'Eau
BCEOM	:	Bureau Central d'études pour les Equipements Outre-Mer
CEG	:	Collège d'Enseignement Général
CSB	:	Centre de Santé de Base
CP	:	Canal Principal
CTGREF	:	Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêts
CNEAGR	:	Centre National d'Etude et d'Application du Génie Rural
Dfc	:	débit fictif continu
EIE	:	Etude d'Impact Environnemental
EPP	:	Ecole Primaire Publique
ETP	:	Evapotranspiration Potentiel
FAO (: OAA)	:	Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et Agriculture
FTM	:	Foibe Tao-tsarini Madagasikara
MPI	:	Micro Périmètre Irrigué
ONG	:	Organisation Non Gouvernementale
ORSTOM	:	Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer
PM	:	Point Métrique
PPI	:	Petit Périmètre Irrigué
PSDR	:	Projet de Soutien au Développement Rural
RN	:	Route Nationale
SOGREA	:	Société Grenobloise d'Etudes et d'Aménagement Hydrauliques
SOMEAH	:	Société malgache d'Etudes et d'Aménagements Hydrauliques
TRI	:	Taux de Rentabilité Interne
VAN	:	Valeur Actualisée Nette

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°01.	Distribution de la population selon les classes d'âge	7
Tableau N°02.	Calendrier culturel de la riziculture dans le périmètre d'Anosivelo.	10
Tableau N°03.	Tableau résumant les caractéristiques du bassin versant.....	16
Tableau N°04.	Résultats du calcul pluviométrique :	18
Tableau N°05.	pluviométries interannuelles de différentes fréquences	18
Tableau N°09.	Apports moyens mensuels et quinquennaux secs mensuels (CTEGREF).....	21
Tableau N°10.	Apports moyens mensuels et quinquennaux secs mensuels (Station de référence)	23
Tableau N°11.	Valeurs de débit de crue par les différentes méthodes	27
Tableau N°12.	Resultat blaney cridl.	28
Tableau N°13.	Valeurs de ETP par la formule de PENMAN.....	29
Tableau N°14.	Valeurs de Kc (sans étalement de repiquage)	30
Tableau N°15.	Besoin en eau suivant la méthode classique	33
Tableau N°16.	Besoin en eau suivant la méthode CROPWAT pour le Vary Vatomandry.....	33
Tableau N°17.	Besoin en eau suivant la méthode CROPWAT pour le Vary hosy	33
Tableau N°18.	Adéquation ressource besoin :	36
Tableau N°19.	Vitesses maximales admissibles au fond du canal	56
Tableau N°20.	Pente des talus.....	56
Tableau N°21.	Dimensions respectives des CP	58
Tableau N°22.	Dimensions des (08) bâches	59
Tableau N°23.	Dimension des partiteurs.....	60
Tableau N°24.	Membre de bureau de l'association.....	63
Tableau N°25.	Tableau synthétique du sous-projet.....	68
Tableau N°26.	Grande Phase de l'aménagement	70
Tableau N°27.	Matrice d'identification des impacts	72
Tableau N°28.	Attribution des notes.....	73
Tableau N°29.	Evaluation des impacts négatifs	73
Tableau N°30.	Evaluation des impacts positifs.....	75
Tableau N°31.	Mesure d'atténuation	78
Tableau N°32.	Mesure d'optimisation.....	79
Tableau N°33.	Plan de Gestion Environnementale (P.G.E).....	80
Tableau N°34.	Situation avant et après projet.....	83
Tableau N°35.	Calcul de TRI.....	87

LISTE DES FIGURES

Figure n°1.	Localisation de la zone d'études par rapport à Madagascar	4
Figure n°2.	Etat actuel de la pompe.....	40
Figure n°3.	Bâtiment d'exploitation existant	41
Figure n°4.	Exemple des canaux existants	42
Figure n°5.	Partiteur existant	43
Figure n°6.	Puisard du siphon existant	44
Figure n°7.	Courbe de fonctionnement de la pompe.....	47

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
PARTIE I. CADRE PHYSIQUE ET SOCIO-ECONOMIQUE	2
CHAPITRE 1. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE	3
1.1. Localisation du périmètre	3
1.1.1. Situation administrative.....	3
1.1.2. Situation géographique.....	3
1.2. Relief de la zone et potentialité du sol	5
1.3. Hydrographie	5
1.4. Végétation	5
1.5. Géologie	5
1.6. Climatologie	5
1.6.1. Température.....	5
1.6.2. Pluviométrie.....	5
1.6.3. Humidité relative.....	6
CHAPITRE 2. ASPECTS SOCIO - ECONOMIQUES	7
2.1. Aspects Sociaux	7
2.1.1. Population.....	7
2.1.2. Equipements sociaux.....	8
2.1.3. Activités économiques	9
2.1.4. Problèmes et potentialités de la zone d'étude.....	11
PARTIE II. ETUDE HYDROLOGIQUE	13
CHAPITRE 1. ETUDES DU BASSIN VERSANT	14
1.1. GENERALITE	14
1.2. Superficie du bassin versant	14
1.3. Périmètre du bassin versant	14
1.4. Coefficient de compacité de GRAVELIUS	14
1.5. Rectangle équivalent	15
1.6. Plus long cheminement hydraulique	15
1.6.1. Pente moyenne du bassin versant.....	15
1.6.2. Couverture végétale.....	16
CHAPITRE 2. ETUDE PLUVIOMETRIQUE	17
2.1. But de l'étude	17
2.2. Station pluviométrique	17
2.3. Exploitation des données pluviométriques	17
2.3.2. Pluviométrie de différentes fréquences	18
2.3.3. Pluviométries maximales journalière.....	19
2.3.4. Pluie efficace	19
CHAPITRE 3. ESTIMATION DES APPORTS :	20
3.1. Méthode CTGREF	20
3.1.1. Formule générale.....	20
3.1.2. Résultat des calculs	21
3.2. Méthode de station de référence	22
3.2.1. Formule générale.....	22
3.2.2. Résultat de calcul	22

3.3. Synthèse	24
CHAPITRE 4. ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE.....	25
4.1. Méthode de calculs du débit de crue	25
4.1.1. Méthode de Louis DURET	25
4.1.2. Méthode « FLEUVES ET RIVIERES DE MADAGASCAR »	26
4.1.3. Résultat des calculs du débit de crue.....	26
4.2. Synthèse	27
CHAPITRE 5. ETUDES DES BESOINS EN EAU DE LA RIZICULTURE	28
5.1. Evapotranspiration potentielle	28
5.1.1. formule de BLANEY CRIDLE	28
5.1.2. Formule de PENMAN MODIFIEE :	29
5.1.3. Choix de méthode de calcul l'ETP	29
5.2. Evaluation du besoin en eau.....	29
5.2.1. Méthode classique :	30
5.2.2. Méthode CROPWAT.....	33
5.2.3. Débit fictif continue de pointe	34
5.3. ADEQUATION RESSOURCE - BESOIN	35
5.4. DEBITS DE DIMENSIONNEMENT	37
5.4.1. Débit de pointe.....	37
5.4.2. Débit d'équipement.....	37
5.4.3. Débits nominaux	37
PARTIE III. CONCEPTION DE L'AMENAGEMENT	38
CHAPITRE 1. DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE	39
1.1. Description générale du périmètre.....	39
1.2. DiagnostiC des infrastructures existantes	39
1.2.1. Station de pompage.....	39
1.2.2. Canaux d'irrigation.....	41
1.2.3. Partiteurs 1,2 et 3 au PM0+80 du CP1, au PM0+17 du CP2 et au PM0+90 du CP242	
1.2.4. Prises parcellaires	43
1.2.5. Bâches N°1 et N°6 au PM 0+187 du CP1 et au PM 0+325 du CP4	44
1.2.6. Siphon au PM 0+80 du canal principal CP	44
CHAPITRE 2. CONCEPTIONS POUR LE PROJET D'AMENAGEMENT.....	45
2.1. RENOVATION de la station de pompage	45
2.1.1. Caractéristiques demandées pour la pompe à installer.....	45
2.1.2. Les différents types de pompes et leurs spécificités	46
2.1.3. Choix d'un type de pompe	47
2.1.4. Caractéristique de la pompe choisie	48
2.1.5. Caractéristiques mécaniques de la pompe	49
2.2. EQUIPEMENTS AMONT DE LA STATION DE POMPAGE.....	49
2.2.1. Grille	49
2.2.2. Vanne de captage.....	49
2.2.3. Conduite d'amenée.....	50
2.2.4. Bâche d'aspiration	50
2.2.5. Crépine.....	51
2.3. EquipementS en aval de la station de pompage	51
2.3.1. Conduite de refoulement.....	51
2.3.2. Clapet anti-retour	51
2.3.3. Bassin de dissipation	52

2.4. Bâtiment d'exploitation	52
2.4.1. Adaptation aux environnements du site	52
2.4.2. Logement du groupe moto pompe	52
2.4.3. Résistance du bâtiment aux efforts mécaniques	53
2.4.4. Système d'exploitation et entretien	53
2.4.5. Etude de structure	53
2.5. Canaux d'irrigation	54
2.5.1. Caractéristique des canaux d'irrigation :	55
2.5.2. Principe de calculs des canaux	56
2.5.3. Avant -Canal	57
2.5.4. Canal d'amener sur CP2	57
2.5.5. Canaux principaux	58
2.6. Ouvrages sur Canaux	58
2.6.1. Bâches	58
2.6.2. Dalot :	59
2.6.3. Passage busé	59
2.6.4. Partiteur	60
2.6.5. Siphon	60
PARTIE IV. ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX	61
CHAPITRE 1. MISE EN CONTEXTE DU PROJET	63
1.1. Lois de base	63
1.1.1. Charte de l'environnement	63
1.1.2. Décret Mecie	63
1.2. Présentation du promoteur	63
1.3. Milieu récepteur	64
1.3.1. Délimitation de la zone d'étude	64
1.3.2. Milieu biophysique	64
1.3.3. Milieu humain	66
CHAPITRE 2. DESCRIPTION DU PROJET	68
2.1. Travaux à réaliser	68
2.2. Différentes phases du projet	70
CHAPITRE 3. ANALYSE DES IMPACTS	71
3.1. Identification et caractéristique des impacts probables	71
3.2. Evaluation des impacts	73
3.2.1. Impacts négatifs	73
3.2.2. Impacts positifs	75
3.3. MESURES D'ATTENUATION	78
3.4. MESURE D'OPTIMISATION	79
3.5. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE (P.G.E)	79
3.6. APPUIS TECHNIQUES NECESSAIRES	81
3.7. CONCLUSION PARTIELLE	81
PARTIE V. ETUDE DE RENTABILITE ECONOMIQUE	82
CHAPITRE 1. HYPOTHESES DE BASE	83
1.1. Généralité	83
1.2. Charge d'exploitation	83
1.2.1. Charge d'exploitation agricole	84
1.2.2. Charges d'exploitation de la station de pompage	84
1.3. Coût du projet	85

1.4. Recette d'exploitation	85
CHAPITRE 2. TAUX DE RENTABILITE INTERNE (TRI).....	86
2.1.1. VAN.....	86
2.1.2. GRVAN.....	86
2.1.3. Taux de rentabilité interne (TRI)	86
CONCLUSION	90
ANNEXES.....	91
BIBLIOGRAPHIE.....	136

INTRODUCTION

Pour la majorité des pays africains, l'agriculture constitue le pilier de l'essor économique national. En particulier, à Madagascar où la plupart de la population sont des paysans, le principal souci des Autorités est le développement du secteur agricole notamment la riziculture.

L'objectif du présent projet est de rendre fonctionnel les infrastructures hydroagricoles du périmètre irrigué d'Anosivelo CR Anosivelo, District de Farafangana qui a souffert pendant plusieurs années, d'une part d'un manque d'entretien périodique, d'autre part des dégâts occasionnés par les crues et les cyclones.

Par la réhabilitation et l'aménagement physique des infrastructures hydroagricoles, l'objectif est de mettre à la disposition des usagers un réseau hydroagricole capable de livrer de l'eau en quantité suffisante, nécessaire à l'irrigation.

Cet ouvrage comprend les cinq parties suivantes :

- Cadre physique et socio-économique de la zone d'étude ;
- Etude hydrologique ;
- Conception de l'aménagement ;
- Etudes impacts environnementaux ;
- Etudes de la rentabilité du projet.

Partie I. CADRE PHYSIQUE ET SOCIO- ECONOMIQUE

CHAPITRE 1. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

1.1. LOCALISATION DU PERIMETRE

1.1.1. Situation administrative

Le périmètre faisant l'objet de l'étude est dénommé ANOSIVELO. Il est situé dans le fokontany d'Anosivelo dans la commune rurale d'Anosivelo, dans le district de FARAFANGANA Région Atsimo Atsinanana et dans la province de FIANARANTSOA.

1.1.2. Situation géographique

La zone d'étude est située dans la partie Sud-Est de Madagascar. Selon la carte FTM éditée en 1968, feuille Q56 à l'échelle 1/100.000 (cf figure 02), le périmètre d'Anosivelo a les coordonnées géographiques suivantes :

Longitude : 22°43 Est de Greenwich

Latitude : 47°47 Sud

1.1.2.1. Limite de la zone d'étude

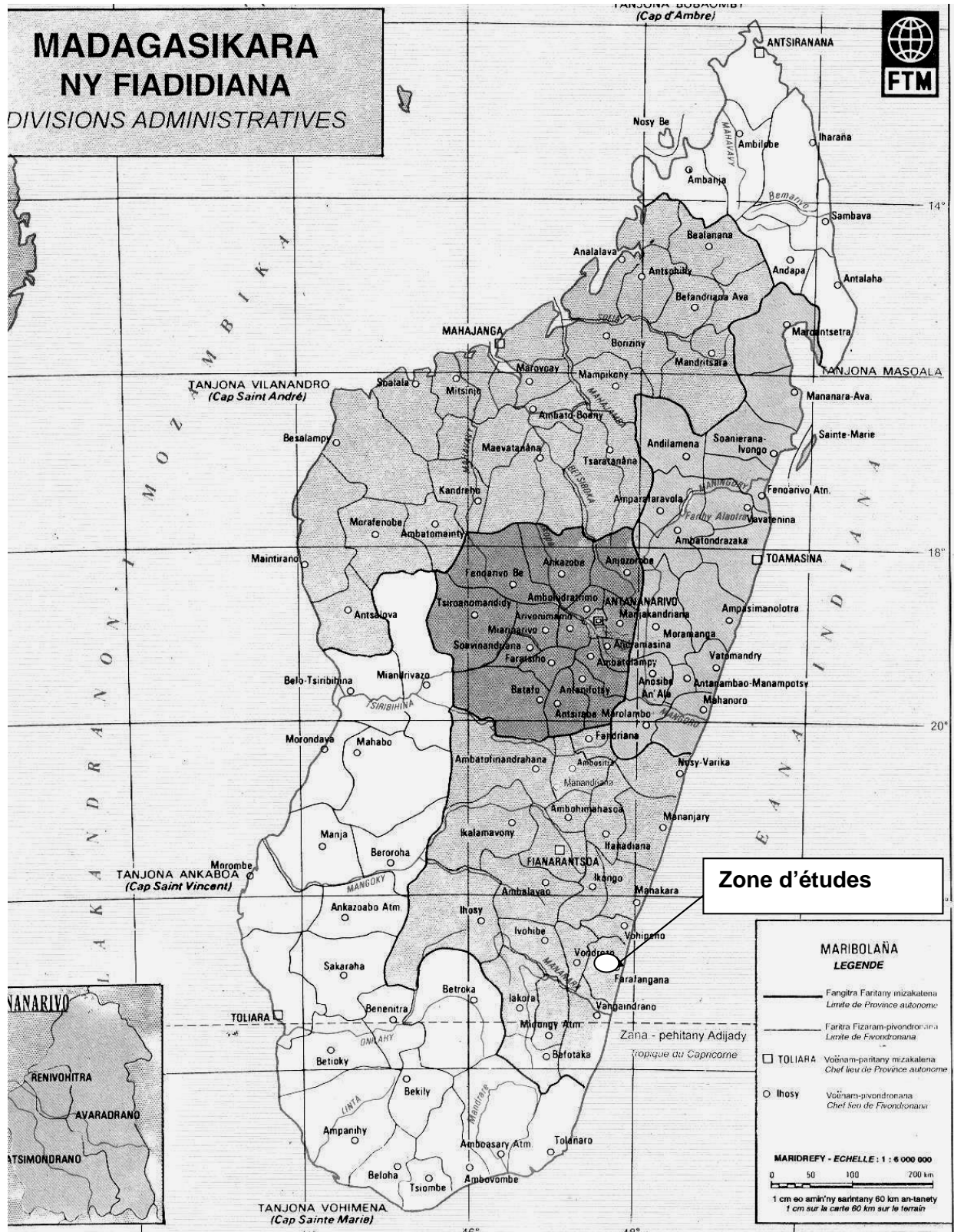
La zone d'étude est délimitée par les différentes communes suivantes:

- Au Sud par la commune Urbaine de Farafangana ;
- Au Nord par la commune rurale de Tangainony
- A l'Est par la commune rurale d'Anosy Tsararafa ;
- A l'Ouest par les communes rurales de Vohimasy et de Mahavelo.

1.1.2.2. Accessibilité du périmètre

Le périmètre est accessible pendant toute l'année. Il se trouve environ à 353 Km au Sud-Est de Fianarantsoa en empruntant la RN12. Il se trouve aussi à 12 km au Nord-Ouest de Farafangana et à 2 km de la commune rurale d'Anosivelo.

Figure n°1. LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDES PAR RAPPORT A MADAGASCAR



1.2. RELIEF DE LA ZONE ET POTENTIALITE DU SOL

En général, la commune rurale d'Anosivelo est dotée d'une part d'un relief composé par des plaines littorales et d'autre part des collines moins accidentées et de très faibles altitudes.

1.3. HYDROGRAPHIE

L'hydrographie de la zone est marquée par la rivière Manapatrana avec des petits cours d'eau d'écoulement périodique. Cette rivière figure parmi les grandes rivières de Madagascar.

Quelques sources alluvionnaires existent également sur les bas fonds. Elles constituent des ressources en eau domestiques.

1.4. VEGETATION

Comme toute la région de Sud-Est, des savanes, des arbustes et des ravinala existent dans la zone d'étude. Les bas fonds sont pratiquement réservés pour la riziculture et pour d'autres cultures vivrières et maraîchères. La région n'est dotée presque plus de forêt naturelle.

1.5. GEOLOGIE

La région est constituée par des sols hydromorphes (organique et minéraux) et des sols ferrallitiques jaune et rouge

1.6. CLIMATOLOGIE

La commune jouit d'un climat tropical humide à deux saisons distinctes marquées par l'anticyclonique de l'océan indien : une saison chaude et pluvieuse (du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril) et une saison sèche et fraîche (du mois de Mai au mois d'Octobre).

1.6.1. Température

Les températures moyennes mensuelles observées durant les 30 années (1931-1960) varient de 20,0°C (en Juillet) à 25,5°C (en Février).

1.6.2. Pluviométrie

Entre les années d'observation de 1971 à 1998, la pluviométrie moyenne annuelle est de 2 644 mm

Les pluviométries moyennes mensuelles varient de 94 mm à 369 mm. 53.3% de la pluie annuelle tombe entre Novembre et Avril c'est-à-dire pendant la saison pluvieuse.

1.6.3. Humidité relative

L'humidité relative moyenne varie de 83% en Septembre et de 86% en Juin.

CHAPITRE 2. ASPECTS SOCIO - ECONOMIQUES

2.1. ASPECTS SOCIAUX

Les principaux aspects sociaux de la région concernent la population et les équipements existants

2.1.1. Population

2.1.1.1. Historique

Autrefois, les habitants de cette commune étaient originaires du pays « Bara » et ils s'installaient à Anosy.

En ce temps, pendant la guerre ancestrale, quelques gens d'Anosy se réfugient dans un îlot d'un dense brouillard pour s'échapper aux attaques des ennemis (les sovoka).

Dans cet îlot de forêt, les femmes et les enfants étaient en pleine sécurité et étaient bien vivants, d'où le nom appelé « Anosy Mahavelona », abrégé par suite : ANOSIVELLO.

2.1.1.2. Répartition ethnique

A nos jours, la population est à majorité d'« Antafasy ». Néanmoins, on observe avec une moindre proportion la présence des autres groupements des « Mpiavy » comme les Betsileo et autres.

2.1.1.3. Répartition

Selon le dernier renseignement effectué au niveau de la commune rurale d'Anosivelo, elle a une superficie de 150Km² avec une densité de 114hab/ km²et est composée de 16 Fokontany dont (04) sont concernés par le sous projet. Il s'agit d' Anosivelo, Marolava fiherena et lokandambo.

La répartition selon la classe d'âge de ces populations est représentée dans le tableau suivant :

Tableau N°01. DISTRIBUTION DE LA POPULATION SELON LES CLASSES D'AGE

Ages	0 – 5		6 - 10		11 - 17		18 - 60		>60		Total	
sexe	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F
nombre	1630	1754	2272	2367	1982	1979	1769	1879	694	831	8 347	8 810
TOTAL GENERAL											17 157	

(**SOURCE** : Commune rurale d'Anosivelo)

Il a été constaté que c'est une population très jeune car 70% de la population ont un âge inférieur ou égal à 17.

2.1.1.4. Us et coutumes

Comme dans les cotes de Madagascar, les us et coutumes ancestraux occupent encore une place prépondérante dans la vie quotidienne de la population. Toutes les décisions prises au niveau de la commune devront être avalisées par « l'Ampanjaka ». Les sanctions des malfaiteurs font parties des exemples qui sont proclamées lors de la réunion dite « Kabary » dirigée par « l' Ampanjaka ».

Parallèlement, comme toute la plupart des Malagasy, la pratique de l'enterrement et de la circoncision tient encore des valeurs culturelles non négligeables.

2.1.1.5. Religion

La majeure partie des paysans adopte la religion chrétienne comme les luthériens et les catholiques. Néanmoins, on observe encore la croyance ancestrale.

2.1.1.6. Situation sociale

En analysant la vie quotidienne des paysans, il apparait que le niveau de vie de la population est en général relativement bas. Leur pouvoir d'achat est presque limité aux achats quotidiens des produits de premières nécessités. C'est uniquement au cours de la période de récolte des produits agricoles (riz, ananas, manioc, café, poivre) qu'ils peuvent acheter les matériels et équipements indispensables à la vie quotidienne comme les habillements et les stricts minimums tels les appareils électroménagers.

2.1.2. Equipements sociaux

2.1.2.1. Santé

La commune rurale d'Anosivelo dispose de deux centres de santé de base (CSB II) dont leurs fonctionnements sont assurés par deux docteurs, un aide sanitaire et une sage femme. En général, les paysans ne fréquentent pas l'hôpital sauf en cas de graves maladies pour se soigner, le taux de fréquentation de service de base est de 59.70%. Par contre, le taux de vaccination des enfants s'élève à 80%

Il existe deux principales maladies fréquemment rencontrées dans la commune qui sont les toux et la diarrhée.

La médecine traditionnelle occupe encore une place prépondérante et la consultation médicale constitue un dernier recours en cas d'aggravation.

2.1.2.2. Education

Concernant l'aspect éducation, il a été constaté lors des enquêtes menées sur terrain que presque la moitié des enfants vivent dans l'analphabétisme. En effet, la plupart des parents ont encore l'habitude de ne pas envoyer leurs enfants à l'école mais au travail des champs.

Il y a 13 Ecoles Primaires Publiques (EPP) et un Collège d'Enseignement Général (CEG). Pourtant, les 5 Fokontany bénéficiaires de ce sous projet ont seulement 2 EPP, ce sont les Fokontany d'Anosivelo et de Lokandambo.

43% des enfants scolarisables fréquentent l'EPP ; ce taux est de plus en plus bas dans l'école secondaire.

2.1.2.3. Electrification et adduction d'eau potable

Concernant le réseau d'électrification, la commune ne bénéficie pas encore de l'électricité fournie par la JIRAMA ou par les petits projets d'électrification rurale. Et pour l'adduction d'eau potable, il n'existe aucun réseau dans la commune. Les habitants s'approvisionnent en eau de consommation par des sources qui se trouvent à proximité de chaque village. Or, la potabilité n'est jamais assurée ; elle occasionne souvent des maladies d'origines hydriques.

2.1.2.4. Habitation

Les paysans préfèrent construire leur maison à base de « ravalina madagascariensis » et des matériaux locaux. Certains habitants assez riches peuvent construire leurs habitats à base des matériaux locaux mais la toiture est en tôle ondulée qui constitue un contraste d'habitation. Seuls les plus aisés peuvent bâtir leurs maisons en dur.

2.1.3. Activités économiques

Les activités économiques principales pratiquées dans la commune rurale d'Anosivelo sont composées de :

- L'agriculture
- L'élevage
- Les petits commerces

2.1.3.1. Agriculture

La riziculture reste l'activité agricole principale des paysans.

La zone d'étude possède une superficie cultivable estimée à 130 ha. Mais, la non maîtrise d'eau et l'instabilité climatique (sécheresse, inondation) empêchent la mise en valeur de toute superficie exploitable. Cela induit un très faible rendement de l'ordre de 1.2 t/ha.

Les paysans peuvent produire 2 fois par an : La première est destinée pour le « Vary Hosy » tandis que la deuxième est spécifiée pour le « Vary Vatomandry ».

Le calendrier cultural se présente généralement comme suit :

Tableau N°02. CALENDRIER CULTURAL DE LA RIZICULTURE DANS LE PERIMETRE D'ANOSIVÉLO.

Nature de travaux	Vary Hosy	Vary Vatomandry
Semis	Mois de juin	Mois de Novembre
Repiquage	Juillet au mois d'Août	Mois de Janvier
moisson	Mois de Décembre	Mois de Avril

La production ne satisfait pas l'autoconsommation annuelle du ménage et ne permet pas aux exploitants d'investir et par la suite d'améliorer leurs moyens de production.

Quant à la technique culturale, la population de la commune pratique encore la technique traditionnelle.

Cette dernière peut être résumée comme suit :

- ✓ Emploi quasi nul des semences améliorées, des engrais chimiques, et de fumier ;
- ✓ Technique de repiquage ne considérant pas l'alignement et l'équidistance ;
- ✓ Récolte faite à l'aide d'un petit couteau à main ;
- ✓ Travaux achevés manuellement (désherbage, repiquage, labour, récolte,...)

Les équipements agricoles couramment employés au niveau des paysans sont les « angady » et les coupes- coupes. Les matériels semi- modernes comme les motoculteurs, la charrue et la herse sont rarement utilisées par les agriculteurs car ses prix sont exorbitants par rapport au pouvoir d'achat de la population. Tout transport des produits se fait à dos d'homme ou au moyen de pirogue.

2.1.3.2. Situation foncière

Dans le périmètre hydroagricole d'Anosivelo, les rizières restent encore des terrains domaniaux mais qui sont transmis d'une génération à l'autre.

Le mode de faire valoir direct est la pratique courante. A priori, de véritables problèmes fonciers n'existent pas encore, du moins jusqu'à présent. Cependant, des petits conflits entre certains propriétaires ont été remarqués.

La mise en place d'une opération domaniale concertée (ODC) serait préférable pour faciliter l'exploitation du périmètre et sa délimitation.

2.1.3.3. Autres types de cultures

Les produits locaux comme les cafés et les poivres occupent une deuxième place des activités agricoles après la riziculture et il vient ensuite les cultures tropicales comme le manioc, la patate douce, la banane et le fruit à pain.

2.1.3.4. Elevage

Parmi les types d'élevage pratiqués par les paysans locaux, l'élevage bovin demeure le plus pratique mais celui-ci est destiné à un élevage contemplatif à but cérémonial. La population adopte aussi l'élevage de volailles pour les commercialiser à Farafangana. L'élevage porcin est très rare à cause des tabous ancestraux.

2.1.3.5. Pêche

L'activité piscicole n'intéresse pas encore les habitants d'Anosivelo par rapport à l'agriculture et l'élevage. Certains d'entre eux la pratiquent en tant qu'activité de subsistance annexe pour leur survie.

2.1.3.6. Commerce

La commune rurale d'Anosivelo ne possède aucun marché hebdomadaire. Cependant, les produits sont vendus à l'extérieur de la commune, soit à Anosy tsararafa qui est à 5km d'Anosivelo soit à Farafangana.

Actuellement, il existe 5 épiceries commerciales installées au bord de la Route Nationale.

Approximativement, 20 à 30% des revenus sont destinés aux besoins des produits de premières nécessités (pétrole, huile de table, sel) et le reste est spécifié pour la semence, la ration alimentaire, ou d'autre activités.

2.1.4. Problèmes et potentialités de la zone d'étude

2.1.4.1. Problèmes

Les problèmes constatés sur place sont énumérés ci-après :

- La faible production due à l'inexistence de la mécanisation et la méconnaissance des techniques culturales améliorées ;
- Le manque d'aménagement hydroagricole adéquat ;
- La difficulté d'écoulement des produits par suite d'un manque des moyens de transport ;
- Les maladies qui attaquent les cultures et l'élevage ;
- L'absence d'une assistance technique au niveau des exploitants ;
- L'insuffisance des infrastructures sanitaires ;
- L'absence d'eau potable ;
- Le faible niveau d'instruction.

2.1.4.2. Potentialités

La zone a une potentialité agricole surtout pour les filières suivantes : le riz, le poivre, le café, les letchis, et les cultures tropicales. La population y est jeune. La sécurité règne dans la région. La majorité des membres de bureau de l'association ont pu fréquenter l'école et certains d'entre eux ont déjà eu l'opportunité de côtoyer des associations du même genre, ce qui facilitera la réalisation des approches à entreprendre.

L'association envisage de faire une cotisation annuelle pour assurer la mise en marche de la station de pompage et l'entretien des réseaux d'irrigation après les travaux.

Partie II. ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE 1. ETUDES DU BASSIN VERSANT

1.1. GENERALITE

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

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

1.2. SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT

Après la délimitation du bassin versant dans une carte topographique feuille Q56, à l'échelle 1 :100.000, éditée par le FTM en 1968, la surface du BV a été déterminée par l'utilisation d'un logiciel S.I.G (Système d'Information Géographique :MapInfo). D'où **S = 3 555 Km²**.

1.3. PERIMETRE DU BASSIN VERSANT

L'obtention du périmètre a été relevée de la même façon que celle utilisée pour la détermination de la superficie du bassin. Après le traitement, le périmètre du bassin trouvé est **P = 297 Km**

1.4. COEFFICIENT DE COMPACITE DE GRAVELIUS

C'est un des paramètres morphologiques permettant de caractériser le milieu et aussi de comparer les bassins versants entre eux. Il est défini par le rapport suivant :

$$K = \frac{\text{Périmètre du bas sin}}{\text{Périmètre d'un cercle de même sup erficie que le bas sin versant}}$$

Après simplification, ce coefficient est exprimé par la relation :

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

Avec K : coefficient de compacité de GRAVELIUS

P : périmètre du bassin versant, en [Km]

S : superficie du bassin versant, en [Km²]

Si $K > 1$ alors le bassin a une forme allongée, par contre si $K < 1$ celle-ci sera ramassée.

Pour $P = 297$ Km et $S = 3\,555$ Km²,

$K = 1.39$ d'où le bassin versant étudié a une forme allongée.

1.5. RECTANGLE EQUIVALENT

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

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

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

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

Où

K : coefficient de compacité de GRAVELIUS.

S : superficie du bassin versant, en [Km²]

Dans notre cas : $K = 1.39$; $S = 3555$ Km² ;

D'après calcul, on trouve : $L = 117.8$ Km et $l = 30.2$ Km

1.6. PLUS LONG CHEMINEMENT HYDRAULIQUE

Par définition, le plus long cheminement hydraulique « L » est le plus long trajet suivi par un cours d'eau en partant d'un point quelconque à l'intérieur du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

A l'aide du logiciel MapInfo dans la même carte topographique retenue pour tracer les limites du bassin versant étudié, $L = 146$ Km

1.6.1. Pente moyenne du bassin versant

Elle est calculée à partir de la formule et symbolisée par I en [m/Km] :

$$I = 0.95 \frac{Z_{\max} - Z_{\min}}{L}$$

Dans la quelle : $Z_{\max} = 2\,070$ m est l'altitude maximale en [m] ;

$Z_{\min} = 98$ m est l'altitude minimale en [m] ;

$L = 146$ Km est le plus long cheminement hydraulique exprimé en [Km]

D'où la pente moyenne du BV est : $I = 13$ [m/Km]

1.6.2. Couverture végétale

La couverture végétale d'un bassin versant est définie comme toute la végétation qui se trouve implanter sur la surface du bassin. Dans le cas des petits bassins versants, elle joue un rôle important sur le ruissellement, l'évaporation, l'infiltration, et l'érosion.

La couverture végétale du bassin étudié est constituée principalement par des savanes à sous bois et des petites brousses clairsemées

Tableau N°3. TABLEAU RESUMANT LES CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Rivière	S [Km2]	P [Km]	K	Zmax [m]	Zmin [m]	Zmoy [m]	I [m/Km]
Manapatrana	3 555	297	1,39	2 070	98	1 084	13

CHAPITRE 2. ETUDE PLUVIOMETRIQUE

2.1. BUT DE L'ETUDE

Cette étude a pour but de connaître la valeur de l'intensité de la pluie, c'est-à-dire la hauteur qui tombe dans la zone d'étude ainsi que sa répartition spatio-temporelle.

2.2. STATION PLUVIOMETRIQUE

On va utiliser les données de la station la plus proche qui est la station pluviométrique de Farafangana située à 11km d'Anosivelo. Ces données sont fiables parce que les deux zones possèdent les mêmes conditions climatiques.

2.3. EXPLOITATION DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Les données obtenues auprès du service Météorologique ne sont que des moyennes mensuelles exprimées en [mm].

C'est à partir de ces données que les pluviométries mensuelles de différentes fréquences sont calculées.

2.3.1.1. Pluviométries moyennes mensuelles

La pluviométrie moyenne est obtenue par la formule suivante :

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{N}$$

Dans laquelle P_i représente la pluviométrie annuelle ;

$N = 30$: représente le nombre d'année.

L'écart type est obtenu par l'expression :

$$\sigma^2 = \frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N - 1}$$

Tableau N°04. RESULTATS DU CALCUL PLUVIOMETRIQUE :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Moyenne	283	318	369	278	232	187	183	133	94	144	155	268	2 644
%	10,7	12,0	14,0	10,5	8,8	7,1	6,9	5,0	3,6	5,5	5,9	10,1	100,0
Ecart-type													500,7

2.3.2. Pluviométrie de différentes fréquences

Pluviométries quinquennale et décennale sèche annuelle :

Le calcul des pluviométries annuelles quinquennales et décennales sèche est effectué en appliquant la loi normale de GAUSS :

$$P_{5s} = \bar{P} - 0.84 \sigma$$

$$P_{10s} = \bar{P} - 1.28 \sigma$$

Où P_{5San} : pluviométrie annuelle quinquennale sèche en [mm] ;

\bar{P} : Pluviométrie moyenne interannuelle en [mm] ;

σ : écart-type de la pluviométrie moyenne interannuelle en [mm].

Dans notre cas : $\bar{P} = 2644.5\text{mm}$ et $\sigma = 500.7\text{mm}$

Tableau N°05. PLUVIOMETRIES INTERANNUELLES DE DIFFERENTES FREQUENCES

P_{5s}	2224 mm
P_{10s}	2004 mm

Répartition mensuelle de la pluviométrie de différentes fréquences :

La distribution mensuelle de P_{5s} s'obtient en appliquant le pourcentage de répartition mensuelle sur la pluviométrie moyenne annuelle au sein de la station étudiée.

La formule qui détermine cette répartition mensuelle de la pluie quinquennale a pour expression :

$$P_{5s} = \frac{P\% \times P_{5sec}}{100} \quad \text{et} \quad P_{10s} = \frac{P\% \times P_{10San}}{100}$$

P_{5s} : pluie quinquennale sèche du mois considéré ;

P_{10s} : pluie décennale sèche du mois considéré ;

$P\%$: pourcentage de la pluie moyenne du mois considéré.

Tableau N°06. VALEURS DE LA PLUVIOMETRIE MENSUELLE DE DIFFERENTES FREQUENCES

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
P5s[mm]	238	267	310	234	195	157	154	112	79	121	131	225	2 224
P10s[mm]	214	241	279	211	176	141	138	101	71	109	118	203	2 004

2.3.3. Pluviométries maximales journalière

Faute de données disponibles enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Farafangana, les valeurs des pluviométries maximales journalières sont tirées directement dans l'ouvrage « ESTIMATION DES DEBITS DE CRUES A MADAGASCAR »

Ces valeurs sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau N°07. PLUVIOMETRIE MAXIMALE JOURNALIERE

Station : Farafangana		
Temps de retour [ans]	Fréquence	Pluie maxi journalière [mm]
10	0,9	220
25	0,96	265
50	0,98	340
100	0,99	400

Sources : Estimation des débits de crues à Madagascar : bassin de 10 km² à 50 000 km²»

2.3.4. Pluie efficace

C'est la quantité d'eau absorbée réellement par les plantes.

Elle est déterminée à partir de la relation suivante :

$$P_e = \min (0.8 P_{5s}, 100) \text{ [mm]}$$

Les valeurs mensuelles de la pluie efficace sont données dans le tableau suivant :

Tableau N°08. VALEURS DES PLUIES EFFICACES

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pe[mm]	100	100	100	100	100	100	100	89.4	63.5	97.0	100	100

CHAPITRE 3. ESTIMATION DES APPORTS :

L'estimation des apports disponibles peut se faire de deux méthodes :

- méthode CTGREF
- méthode de station de référence.

3.1. METHODE CTGREF

3.1.1. Formule générale

En 1986, ALDEGHERI a fait une étude hydrologique pour les petits périmètres irrigués de la première tranche à Madagascar. Il applique la méthode du CTGREF exprimée par la formule :

$$Q_a = \frac{S}{3.15} \left(\frac{P}{B}\right)^{5/3} \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$$

Avec Q_a : débit d'écoulement moyen annuel en [l/s] ;

S : superficie du bassin versant en [Km²] ;

P = P5s : pluviométrie quinquennale sèche annuelle en [mm] ;

B : paramètre régional ;

Z_m : altitude moyenne du bassin versant en [m].

3.1.2. Résultat des calculs

En introduisant les paramètres énoncés ci-dessus, les valeurs obtenues sont

Tableau N°09. APPORTS MOYENS MENSUELS ET QUINQUENNAUX SECS MENSUELS (CTEGREF)

Apport	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q_m (l/s)	203 619	224 893	240 088	150 435	104 849	86 614	88 134	91 173	66 860	54 704	68 380	139 798	126 629
Q_{5ms} (l/s)	152 560	168 499	179 885	112 712	78 557	64 895	66 034	68 311	50 094	40 986	51 233	104 743	94 876

Avec:

Q_m : apports moyens mensuels

Q_{5ms} : apports quinquennaux secs mensuels

3.2. METHODE DE STATION DE REFERENCE

3.2.1. Formule générale

Cette méthode consiste à choisir les valeurs des apports du BV relatif aux rivières Namorona à Vohiparara qui a une station hydrométrique la plus proche de la zone d'études et possède une longue série d'observations (29 années : de 1951 au 1980). Il pourrait avoir aussi le même régime hydraulique que la rivière étudiée.

Cette méthode s'exprime par la relation :

$$Q_a = q \cdot S$$

Où Q_a : débit d'écoulement moyen annuel en l/s ;

q : débit spécifique de la station de référence en l/s/Km² ;

S : superficie du bassin versant en Km².

3.2.2. Résultat de calcul

Les apports moyens mensuels et quinquennaux secs mensuels sont obtenus de la même manière que ceux de la méthode CTGREF en utilisant les coefficients de répartition mensuelle d' ALDEGHERI

Tableau N°10. APPORTS MOYENS MENSUELS ET QUINQUENNAUX SECS MENSUELS (STATION DE REFERENCE)

Apport	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q_m (l/s)	154 344	170 469	181 987	114 030	79 476	65 654	66 806	69 109	50 680	41 465	51 832	105 967	95 985
Q_{5ms} (l/s)	121 188	133 850	142 894	89 535	62 403	51 550	52 455	54 263	39 793	32 558	40 698	83 204	75 366

Avec :

- Q_m : apports moyens mensuels
- Q_{5ms} : apports quinquennaux secs mensuels

3.3. SYNTHÈSE

D'après ce tableau, il y a une divergence importante au niveau du débit d'écoulement mensuel théorique calculé à partir de ces deux méthodes parce que :

- La méthode de CTGREF est faite pour l'estimation des apports dans les bassins métropolitains en France. L'altitude moyenne de ces bassins versants est généralement supérieure à 1 200 m. Or la zone d'étude se trouve dans la cote littorale à Sud-est de Madagascar dont l'altitude moyenne du bassin versant se situe à 1 084 m qui est assez inférieur à celle de l'altitude de référence.
- La méthode de station de référence est basée sur les résultats mesurés localement au niveau d'un bassin supposé représentatif du bassin versant étudié et qui possède une longue série d'observations.

En guise de conclusion, il est raisonnable d'adopter comme apports du bassin versant les résultats trouvés par la méthode station de référence car ils se conforment en réalité au régime d'écoulement existant au sein de la présente rivière qui est la rivière MANAPATRANA.

CHAPITRE 4. ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE

Par définition une crue est une augmentation du débit d'une rivière par rapport à la normale. Sa non maîtrise est l'une des plus grands facteurs destructifs des tous les ouvrages de génie civil. Donc cette étude faite partie des points les plus importants pour les aménagements et les réhabilitations des périmètres pour pouvoir dimensionner les ouvrages nécessaires. Les précipitations exceptionnelles tombant dans le bassin versant de la rivière peuvent déclencher une crue. Par hypothèse, on admet qu'une averse correspondant à une période de retour donnée provoque une crue de même fréquence.

Pour les projets d'aménagement hydroagricole à Madagascar les ouvrages sont dimensionnés à partir d'un débit de crue de fréquence décennale

4.1. METHODE DE CALCULS DU DEBIT DE CRUE

Il existe plusieurs méthodes pour estimer le débit de crue pour un bassin versant selon ses caractéristiques et suivant le régime hydrologique.

4.1.1. Méthode de Louis DURET

La formule de Louis DURET a été établie il y a à peu près 20 ans passés pour calculer les débits de crues dans tous les bassins versants ayant une superficie comprise entre 10 à 50 000km².

Sa formule s'exprime comme suit :

$$Q_T = K.S^\alpha . I^{0.32} . H(24, T) \left[1 - \frac{36}{H(24, T)} \right]^2$$

Avec Q_T : débit maximum d'une crue de temps de retour T, en m³/s ;

S : superficie du bassin versant, en Km² ;

I : pente moyenne du bassin versant, en m/Km ;

H (24, T) : hauteur moyenne maximale de l'averse journalière dans le bassin, de même temps de retour T que le débit cherché, en mm ;

K, α : facteurs variables suivant S et H (24, T).

Cette formule a été simplifiée par le bureau d'étude SOMEAH lors des études des petits périmètres irrigués des hautes terres centrales.

- Pour un bassin versant de superficie comprise entre 10Km² et 150Km², l'expression de la formule de Luis DURET est la suivante :

$$Q_T = 0.009 \cdot S^{0.5} \cdot I^{0.32} \cdot H(24, T)^{1.39}$$

- Pour un bassin versant de superficie supérieur à 150Km², cette expression devient :

$$Q_T = 0.002 \cdot S^{0.8} \cdot I^{0.32} \cdot H(24, T)^{1.39}$$

4.1.2. Méthode « FLEUVES ET RIVIERES DE MADAGASCAR »

Cette méthode a été établie à partir de la formule de Louis DURET

La formule utilisée s'exprime comme suit :

$$Q_{10} = 4.31 * A^{0.72} * H^{0.03} * I^{0.26} * E^{2.31} * G^{1.25} * V^{0.27}$$

Dans laquelle

A : superficie du bassin versant exprimé en Km² ;

I : l'indice de pente globale en m/km ;

H (P10h) : l'indice de précipitations en mm évalué comme la hauteur moyenne des précipitations

Journalières de fréquence décennale du bassin considéré ;

E : l'indice d'exondement ;

G : le coefficient d'imperméabilité ;

V : l'indice de la couverture végétale ;

Ces variables sont tirés dans le « FLEUVES et RIVIERES DE MADAGASCAR »

4.1.3. Résultat des calculs du débit de crue

Connaissant tous les paramètres et les variables utiles aux calculs du débit de crue à partir des méthodes proposées, les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°11. VALEURS DE DEBIT DE CRUE PAR LES DIFFERENTES METHODES

Methode	Louis DURET	Fleuves et Rivière de Madagascar
Débit de crue décennale [m ³ /s]	5 653	3 953

4.2. SYNTHESE

Par précaution, le débit de crue décennal adopté pour ce projet est la moyenne des valeurs calculées à partir de ces deux méthodes. **Q₁₀ = 4 803 m³/s.**

CHAPITRE 5. ETUDES DES BESOINS EN EAU DE LA RIZICULTURE

Ces études permettent de dimensionner les équipements et les ouvrages d'irrigation tels que les prises, les canaux d'irrigation, etc.....

Le calcul du besoin en eau du périmètre est établi pour une année quinquennale sèche.

Généralement, le besoin en eau dépend de deux facteurs tels que :

- Le type de la plante ;
- La pratique culturale.

5.1. EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE

L'évapotranspiration potentielle est la quantité d'eau perdue par une végétation en phase active de croissance recouvrant totalement un sol et dont l'alimentation hydrique est optimale.

La valeur ce paramètre est évaluée à partir des deux formules de : BLANEY GRIDDLE et de PENMAN.

5.1.1. formule de BLANEY CRIDLE

L'emploi de cette formule sera réservé aux cas où l'on ne dispose que la température.

Elle se traduit comme :

$$ETP = (15 + 0.84t) \frac{h}{100}$$

Avec ETP : Evapotranspiration potentielle mensuelle, en mm ;

t : température moyenne mensuelle du mois considéré, en°C ;

H : durée mensuelle du jour exprimée en h, en fonction de la latitude et de la période de l'année.

Le résultat de cette formule est récapitulé dans le tableau suivant

Tableau N°12. RESULTAT BLANEY CRIDL.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP Blaney-Cridle [mm]	150	132	138	122	114	103	107	112	143	132	150	132

5.1.2. Formule de PENMAN MODIFIEE :

La formule mise au point par le physicien anglais PENMAN découle directement du bilan d'énergie. Elle a comme expression :

$$ETP = \frac{\Delta \cdot RN + \gamma E_a}{\Delta + \gamma}$$

Dans laquelle :

ETP : évapotranspiration potentielle en mm

RN : rayonnement net en cal/cm²/jour

Δ : fonction de température en mm de Hg/ °C

γ : constante psychrométrie en moyenne égale à 0,485mm Hg/°C

Il existe une méthode simple mais fiable qui est la plus utilisée actuellement pour calculer l'ETP. Dans cette méthode on utilise un logiciel nommé : « CROPWAT signé par Martin Smith, service es eaux AGLW-FAO » dont la formule utilisée est celle du PENMAN MONTEITH. Les paramètres prise en compte dans le calcul sont : la température, l'insolation, l'humidité relative, la vitesse du vent et la radiation solaire. Les quatre premiers paramètres sont déjà enregistrés à la station tandis que le dernier est obtenu en fonction de longitude et de la latitude de la station considérée.

5.1.3. Choix de méthode de calcul l'ETP

L'évapotranspiration potentielle prise en compte dans le calcul du besoin en eau de la riziculture est l'ETP trouvée dans la formule de PENMAN. En effet elle est l'une de celles qui donnent universellement les meilleures approximations de l'ETP ; elle est aussi celle qui produit le plus fidèlement les variations saisonnières de cette donnée. Cependant, le grand nombre de données climatiques nécessaires pour la calculer constitue le facteur limitant son emploi.

Tableau N°13. VALEURS DE ETP PAR LA FORMULE DE PENMAN

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP PENMAN (mm)	135	119	143	142	138	125	128	130	127	125	110	111

5.2. EVALUATION DU BESOIN EN EAU

Avant d'entamer les calculs proprement dits, les hypothèses de calculs suivantes sont prises :

- On considère une riziculture avec étalement de repiquage de six semaines environ pour ces deux saisons rizicoles

- La date approximative du début de repiquage pour le « Vary Vatondry » est : le 01 Janvier et le 01 Août pour le « vary Hosi » ;
- Le cycle du riz est un cycle moyen (5mois) pour le « Vary Vatondry » tandis qu'un cycle court (4mos) pour le « vary Hosi » ;

Les coefficients culturaux pour la mise en boue, le remplissage de clos, l'asséchage et l'entretien se calculent à partir de l'occupation du sol et de l'évolution du sol et de l'évolution de la phase végétative de la riziculture.

5.2.1. Méthode classique :

Cette méthode prend en compte les pratiques culturaux.

5.2.1.1. Besoin en eau de la plante

C'est le besoin spécifié uniquement pour la plante elle-même sans tenir en compte des autres besoins indispensables à sa mise en culture et à son entretien.

Il est exprimé par $BP = K_c ETP - P_e - RFU$, où

ETP : évapotranspiration potentielle, en mm ;

P_e : pluie efficace, en mm

RFU Réserve Facilement Utilisable par la plante, en mm. Dans le cas pratique (cas défavorable), la RFU est toujours négligeable ($RFU \approx 0$). Ainsi l'expression du besoin en eau de la plante devient :

$$BP = K_c ETP - P_e$$

BP : besoin en eau de la plante en mm

K_c : coefficient cultural. Il dépend de la plante, du stade végétatif, du climat et de l'occupation du sol. Pour le riz K_c sont compris entre 0,95 et 1,1.

Dans le cas où le repiquage n'est pas étalé, ces valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau N°14. VALEURS DE K_c (SANS ETALEMENT DE REPIQUAGE)

Cycle du riz	1 ^{er} mois	2 ^e mois	3 ^e mois	4 ^e mois	5 ^e mois	6 ^e mois
Cycle court	1,1	1,1	1,05	0,95		
Cycle moyen	1,1	1,1	1,05	1	0,95	
Cycle long	1,1	1,1	1,05	1,05	1	0,95

(Source : J.D RASOLOFONIAINA. Cours d'hydraulique agricole 2004)

Dans le cas contraire, K_c sera calculé en fonction de l'évolution de l'occupation du sol.

5.2.1.2. Besoin en eau absolu (BA)

C'est le volume d'eau nécessaire pendant la phase de préparation et la phase végétative de la riziculture. Il comprend : la mise en boue, le remplissage de clos, l'asséchage, et l'entretien

5.2.1.3. Mise en boue (MB)

La mise en boue consiste à amener l'eau dans la parcelle pour saturer la couche aérée. Elle dépend de la nature pédologique du sol. La lame d'eau indispensable à cette phase est de l'ordre de 150 mm dans notre cas.

5.2.1.4. Remplissage de clos (RP)

Le remplissage de clos a lieu juste après avoir effectué le repiquage au sein du périmètre pour avoir un plan d'eau uniforme. Dans ce cas, la parcelle doit être remplie jusqu'à une hauteur d'eau de 100 mm

5.2.1.5. Asséchage (ASSEC)

Il s'agit de vider le casier de deux à quatre semaine après le remplissage pour faciliter l'utilisation des engrais et favoriser l'aération de la riziculture. Après, le clos sera rempli par une lame d'eau de l'ordre de 100 mm

5.2.1.6. Entretien (EN)

Environ un mois après l'asséchage, il faut effectuer le renouvellement de l'eau remplissant les parcelles afin d'assurer l'aération et l'oxygénation de la riziculture. La lame d'eau nécessaire à l'entretien est de l'ordre de 50 mm

5.2.1.7. Besoin net

Le besoin net (BN) n'est autre que le besoin réel des parcelles sans tenir compte de l'efficience. Il englobe le besoin de la plante et le besoin en eau absolu :

$$BN = 10*(BP + MB + RP + ASSEC + EN)$$

Dans laquelle :

BN : besoins nets en [m³/ha]

BP : besoin de la plante en [mm] ;

MB : valeur du besoin correspond à la mise en boue en [mm] ;

RP : valeur du besoin correspondant au remplissage de clos en [mm] ;

ASSEC : valeur du besoin correspondant à l'asséchage exprimé en [mm] ;

EN : valeur du besoin correspondant à l'entretien exprimé en [mm] .

5.2.1.8. Besoin total brut

Le besoin total brut (BB) est le volume d'eau utile pour compenser les pertes dans le réseau d'irrigation et les pertes au niveau des parcelles. Il est exprimé par la relation :

$$BB = \frac{BN}{E_g}$$

Avec BB : besoin total brut, en m³/ha ;

BN : besoin net, en m³/ha ;

E_g : efficacité globale du réseau. Elle comprend généralement l'efficacité à la parcelle (E_p) et l'efficacité du réseau (E_r) , et on a E_g = E_p x E_r . Les valeurs couramment admises pour ces deux catégories d'efficacité sont les suivantes :

- E_r varie de 0,7 à 0,8 ;
- E_p varie également de 0,7 à 0,8

(Source : J.D RASOLOFONIAINA. Cours d'hydraulique agricole 2004)

Pour le présent périmètre, l'efficacité globale qu'on va prendre est égale à 0,5.

5.2.1.9. Débit fictif continu

Par définition, le débit fictif continu est le débit fourni d'une façon continue journalièrement qui permet de satisfaire le besoin en eau de culture dans une surface unitaire pendant une période donnée. Dans le cas pratique le calcul du débit fictif continu s'effectue mensuellement, et il a pour expression :

$$dfc = \frac{BB \times 1000}{N \times 24 \times 3600} \quad \text{Où}$$

dfc : débit fictif continu, en l/s/ha ;

BB : besoin total brut, en m³/ha ;

N : nombre de jours du mois.

Tableau N°15. BESOIN EN EAU SUIVANT LA METHODE CLASSIQUE

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov
Pe[mm]	100	100	100	100	100	100	100	89,44	63,44	97,04	100
Kc[mm]	0,73	1,1	1,07	1,02	0,97	0,2		0,73	1,1	1,07	0,98
ETP[mm]	135	119	143	142	138	125	128	130	143	125	110
BP[mm]		30,9	53,01	44,84	33,86			5,46	93,86	36,71	7,8
MB[mm]	100	50						100	50		
RP[mm]	67	33						67	33		
ASSEC[mm]		67	33						67	33	
EN[mm]	17		33	50	50					33	50
BN[mm]	184	180,9	119,01	94,84	83,86			172,46	243,86	102,71	57,8
BN[m3/ha]	1840	1809	1190,1	948,4	838,6			1724,6	2438,6	1027,1	578
BB	3680	3618	2380,2	1896,8	1677,2			3449,2	4877,2	2054,2	1156
Nombre de jours	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30
dfc[l/s/ha]	1,4	1,5	0,9	0,7	0,6			1,3	1,9	0,8	0,4

5.2.2. Méthode CROPWAT

Cette méthode utilise tout simplement le logiciel CROPWAT. Les résultats obtenus sont plus fiables et plus sûrs du fait que nombreux paramètres sont considérés par le logiciel et pour l'irrigation.

Tableau N°16. BESOIN EN EAU SUIVANT LA METHODE CROPWAT POUR LE VARY VATOMANDRY

Désignation	D1	D2	D3	J1	J2	J3	F1	F2	F3	M1	M2	M3	A1	A2	A3
Besoins (mm)	20.5	81.3	85.4	18.3	18.7	21	23.7	26.5	28.2	29.6	31	31.4	27.2	19.8	10.6
Besoins (m3/ha)	205	813	854	183	183	187	210	237	265	282	296	310	314	272	198
Besoins bruts (m3/ha)	410	1626	1708	366	366	374	420	474	530	564	592	620	628	544	396
dfc(l/s/ha)	0.47	1.88	1.98	0.42	0.42	0.43	0.49	0.55	0.61	0.65	0.69	0.72	0.73	0.63	0.46

Tableau N°17. BESOIN EN EAU SUIVANT LA METHODE CROPWAT POUR LE VARY HOSY

Désignation	J1	J2	J3	A1	A2	A3	S1	S2	S3	O1	O2	O3	N1	N2	N3
Besoins (mm)	23.1	82.7	89.6	31.0	25.2	29.1	35.3	39.6	34.9	29.1	23.7	22.6	17.5	9.6	1.9
Besoins (m3/ha)	231	827	896	310	252	291	353	396	349	291	237	226	175	96	19

Besoins bruts (m3/ha)	462	1654	1792	620	504	582	706	792	698	582	474	452	350	192	38
dfc(l/s/ha)	0.53	1.91	2.07	0.72	0.58	0.67	0.82	0.92	0.81	0.67	0.55	0.52	0.41	0.22	0.04

5.2.3. Débit fictif continue de pointe

Par précaution le dfc prise dans cette étude est celui de la valeur trouvée selon la méthode CROPWAT. D'où le dfc de pointe est de 2.07 l/s/ha (correspond au mois de juillet).

5.3. ADEQUATION RESSOURCE - BESOIN

Ce paragraphe consiste à comparer les ressources disponibles pour un mois donné et les besoins en eau pendant ce mois même. Pour que l'irrigation soit assurée, Il faut que ces besoins doivent être inférieurs aux apports. Le principe est de faire multiplier le débit fictif continu de chaque mois par la surface à irriguer et on fait la comparaison de ces valeurs avec les apports en année quinquennale sèche.

Tableau N°18. ADEQUATION RESSOURCE BESOIN :

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
dfc[l/s/ha]	0.43	0.61	0.72	0.73			2.07	0.72	0.92	0.67	0.41	1.98
besoin [l/s]	55.90	79.30	93.60	94.90	-	-	269.10	93.60	119.60	87.10	53.30	257.40
ressource [l/s]	136 874	151 175	161389	101 124			59 244	61 287	44 944	36 772	45 965	93 973

Compte tenu de ces résultats, les apports disponibles sont largement suffisants pour satisfaire le besoin en eau de la riziculture. Mais le problème se pose sur l'exploitation de cette ressource inépuisable.

5.4. DEBITS DE DIMENSIONNEMENT

5.4.1. Débit de pointe

C'est le débit maximal observé parmi les débits fictifs continus durant les cycles végétatifs.

Pour ce projet, $dfc_{max} = 2.07$ l/s/ha. Le débit de pompage est donc obtenu en multipliant ce dfc par la superficie totale du périmètre. $Q = 969$ l/h

5.4.2. Débit d'équipement

C'est le débit réservé pour les calculs de dimensionnement des ouvrages d'irrigation, exprimé en l /s /ha.

Il existe deux cas possibles :

- Lorsque l'irrigation se fait d'une manière continue et lorsque les ressources disponibles sont limitées pour satisfaire le besoin en eau du périmètre. Dans ce cas :

$$q_e = dfc_{max}$$

- Lorsque les ressources disponibles sont largement suffisantes par rapport au besoin en eau du périmètre et que l'irrigation se fait d'une manière continue on prend :

$$q_e > dfc_{max}$$

Dans ce projet, c'est le deuxième cas qui nous convient. $q_e = 2.5$ l / s / ha

5.4.3. Débits nominaux

Ces débits nominaux ont comme expression :

$$Q_n = q_e \times S$$

- Où
- Q_n : débit nominal dans un tronçon alimentant la superficie S ,
 - q_e : le débit d'équipement,
 - S : la superficie de la parcelle irriguée

Le débit d'équipement est de 2.5 l/s et la surface à irriguer est de 130ha. D'où le débit nominal

$$Q_n = 0,325 \text{ m}^3/\text{s}$$

Partie III. CONCEPTION DE L'AMENAGEMENT

CHAPITRE 1. DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE

1.1. DESCRIPTION GENERALE DU PERIMETRE

Le périmètre d' Anosivelo se trouve sur la rive droite de la rivière de Manapatrana.

Le rendement annuel dépend surtout de la quantité de pluie tombée pendant toute l'année. Ce qui induit au rendement moyen annuel très faible qui est de l'ordre de 1.2 t / ha.

Une délimitation du périmètre a été établie avec les usagers au cours de la reconnaissance sur terrain et lors de la réalisation des travaux topographiques. Sa surface est ensuite mesurée à l'aide du MapInfo à partir d'une carte topographique à l'échelle 1 /100 000^{ème} et estimée à 130 ha.

Le problème majeur de ce périmètre est le dysfonctionnement des infrastructures et des réseaux d'irrigation existants

1.2. DIAGNOSTIC DES INFRASTRUCTURES EXISTANTES

1.2.1. Station de pompage

D'après les enquêtes menées au près des notables locaux, Le passage d'un cyclone (en 1968) entraînait la destruction estimée à 60% de la station de pompage. Alors que la réhabilitation de celle-ci nécessite un lourd investissement, ce qui est impossible pour l'état malagasy ainsi que pour les exploitants jusqu'à maintenant. C'est donc le début du dysfonctionnement du système.

Malgré ce dysfonctionnement, quelques anciennes installations sont encore observées :

- ◆ Une prise sur la rive droite de la rivière Manapatrana ;
- ◆ Un passage busé permettant l'amenée des eaux dans de bêche d'aspiration ;
- ◆ Un groupe motopompe ;
- ◆ Un bâtiment permettant d'abriter ce groupe motopompe avec ces accessoires ;
- ◆ Un regard de sortie suivie de jusqu'au raccordement avec le canal.

Figure n°2. ETAT ACTUEL DE LA POMPE



Figure n°3. BATIMENT D'EXPLOITATION EXISTANT



1.2.2. Canaux d'irrigation

Les canaux d'irrigation sont constitués de quatre canaux principaux :

- Canal principal CP1 :

Sa longueur totale est de 900 m dont 3 m sont revêtus en béton et 897 m en terre. La dégradation du canal nécessite un prolongement du canal bétonné et la reconstruction d'une bêche N 2 au PM 0+345;

- Canal principal CP2 :

Il est constitué d'un canal en terre de 1 000 m de longueur. Quelques tronçons du canal CP2 présentent des dislocations et des brèches. Il sera nécessaire de réaliser un canal maçonné au PM 0+00 au PM 0+90 et deux bâches au PM 0+120 et au PM0+252;

- Canal principal CP3 :

Ce canal a une longueur totale de 1300 m dont 9m sont revêtus en béton et 1 291 m en terre. Les missions d'études ont déterminé la reconstruction du corps de la bêche N°5 au PM 0+72 ;

- Canal principal CP4 :

Il est totalement en terre et a une longueur de 1 920 m. Quelques tronçons de ce canal présentent des brèches. La réalisation des piles et du corps de la bêche N°6 au PM 0+325 a été entamée. Certaines réalisations restent au niveau des piles, la reconstruction de bâches N 7 et 8 sont indispensables au PM 0+730 et au PM 0+375.

Figure n°4. EXEMPLE DES CANAUX EXISTANTS



1.2.3. Partiteurs 1,2 et 3 au PM0+80 du CP1, au PM0+17 du CP2 et au PM0+90 du CP2

Ces sont des ouvrages construits en béton armé. Les dégradations constatées sont dues au vieillissement des enduits. Il fallait implanter des pelles de vannes pour la commande et la régulation des débits des biefs des canaux

Figure n°5. PARTITEUR EXISTANT



1.2.4. Prises parcelaires

Dans la parcelle, les prises ne sont que des prises sauvages, façonnées par les usagers. Il n'y a pas des prises secondaires, mais les partiteurs limitent les débits des biefs de canaux.

L'implantation des nouvelles prises sera conventionnellement établie avec l'A.U.E.

1.2.5. Bâches N°1 et N°6 au PM 0+187 du CP1 et au PM 0+32 5 du CP4

Les deux premières bâches qui se trouvent au PM 0+187 du canal CP1 et PM 0+325 du canal CP4 ont été construites en BA et sont encore en bon état de fonctionnement. Pour les autres emplacements de bâches, il ne reste que des culées et/ou des piles ne satisfaisant pas les conditions de calage. Les dégradations constatées se concentrent au niveau du vieillissement des enduits.

1.2.6. Siphon au PM 0+80 du canal principal CP

Cet ouvrage construit en BA qui traverse la RN12 nécessite une réhabilitation.

Figure n°6. PUISARD DU SIPHON EXISTANT



CHAPITRE 2. CONCEPTIONS POUR LE PROJET D'AMENAGEMENT

Les différentes solutions proposées pour la réhabilitation du périmètre sont

- Rénovation de la station de pompage ;
- Réhabilitation des différents canaux d'irrigation et des ouvrages sur canaux.

2.1. RENOVATION DE LA STATION DE POMPAGE

La station de pompage est constituée par l'ensemble des équipements tels que la pompe, son moteur d'entraînement, les appareillages de régulation, de contrôle, et de manutention qui sont réunis dans un même local.

2.1.1. Caractéristiques demandées pour la pompe à installer

Rappelons que le débit de pompage voulu est de 270 l/s.

- Calcul de la Hauteur Manométrique Totale (H.M.T)

C'est la différence de pression en mètre de colonne d'eau (mCL) entre l'orifice d'aspiration et de refoulement.

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$HMT = H_{géomasp} + H_{géomref} + J_{asp} + J_{ref}$$

Avec $H_{géomasp}$: hauteur géométrique à l'aspiration

$H_{géomref}$: hauteur géométrique au refoulement

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

J_{ref} : perte de charge au refoulement exprimé en m

$J_{internes}$ est prise dans l'hypothèse = 1m

Après calcul, HMT = 9.3mCL

- Calcul de la puissance absorbé par la pompe :

Elle est donnée par la formule :

$$P = \frac{Q \times HMT}{102.2 \times \eta} \omega$$

Dans laquelle

P : puissance absorbée sur l'arbre de la pompe

Q débit en m³/s

HMT : hauteur manométrique totale en mètre de colonne d'eau

η : rendement de la pompe

ω : Poids spécifique de l'eau en Kg/dm³

Q = 0.270m³/s HMT = 9.3m $\omega = 1000 \text{ Kg/dm}^3$ $\eta_{\text{minimum}} = 0.45$ (correspond à HMT=9.3m)

$\eta_{\text{optimum}} = 75\%$ (correspond à HMT = 15m)

Après calcul, P = 54.6 KW

2.1.2. Les différents types de pompes et leurs spécificités

Actuellement, il existe plusieurs types de pompe qui peuvent se rattacher à trois principales catégories :

- Les turbopompes ;
- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes à capacité

2.1.2.1. Les turbopompes

C'est le type le plus couramment utilisé.

Ces appareils étant rotatifs et ne comportant aucune liaison articulée. Leur entraînement se fait par un moteur électrique ou à combustion interne qui ne présentant aucune difficulté au niveau du fonctionnement. Leurs frais d'entretien sont peu élevés en raison de leurs multitudes variétés et de la facilité des réparations.

Selon le type de rotor et le mode d'action, il existe :

- ✓ **les pompes centrifuges** qui sont utilisées pour des hauteurs d'élévation relativement importantes (plusieurs dizaines de mètres) ;
- ✓ **les pompes à hélices** qui sont employées pour élever des débits importants c'est à dire plusieurs centaines de l/s à des hauteurs faibles ;
- ✓ **les pompes hélico-centrifuges ou semi-axiales** qui sont adaptées dans les conditions intermédiaires.

2.1.2.2. Les pompes volumétriques :

Elles sont utilisées pour élever des faibles débits à des fortes pressions. Il existe deux catégories de pompes volumétriques :

- les pompes à vis, à engrenage et à l'aube ;
- les pompes alternatives.

2.1.2.3. Les pompes à capacité :

Elles agissent sur l'énergie d'altitude, trois types de pompe à capacité existent tel que :

- un élévateur à hélice ou vis d'Archimède qui est simple mais robuste et destiner pour relever des débits élevés à des hauteurs géométriques faible (<10m)
- le pompage par émulsion ou air-lift : c'est un système original utilisé dans les forages, en particulier quand l'eau transporte des particules solides abrasives ;
- le béliet hydraulique : c'est un système ne nécessitent aucune source d'énergie extérieur mais seulement l'énergie cinétique de l'eau s'écoulant dans une conduite pour élever une partie de cette eau à un niveau supérieur.

2.1.3. Choix d'un type de pompe

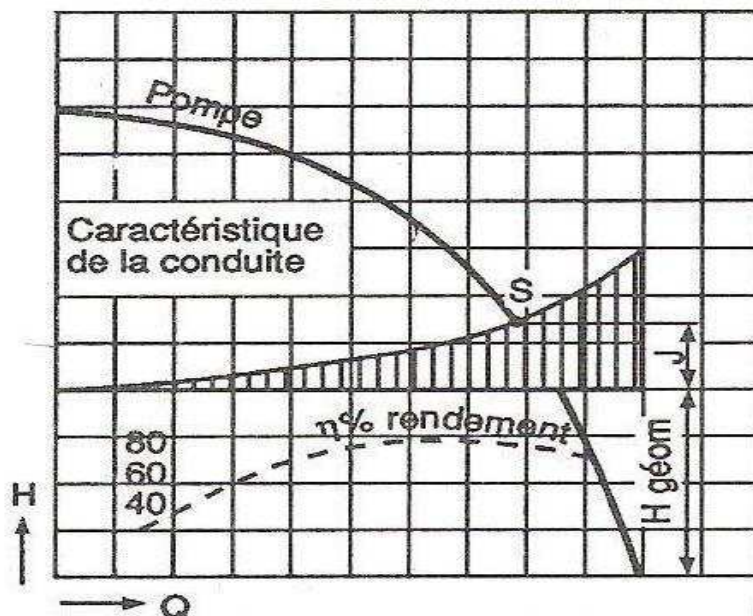
Vu les différents types de pompes et leurs spécificités mentionnées ci-dessus, le type de pompe qui répond aux conditions exigées pour ce projet est celle de la pompe à hélice immergée qui fait partie des turbopompes

2.1.3.1. Conditions hydrauliques

Ces conditions sont dictées à partir de la courbe de fonctionnement de la pompe. Le point de fonctionnement limite le débit exploité et les HMT ainsi que le rendement.

Pour les pompes à hélices, les caractéristiques se relèvent plus nettement dans le domaine des faibles de débits.

Figure n7. COURBE DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE



Le point de fonctionnement se trouve aux caractéristiques suivantes :

- Débit : 0.270 m³/s ;
- HMT : 15 m
- Rendement : 75%

2.1.3.2. Condition d'installation de pompe :

Les pompes immergées sont des groupes multicellulaires à axe vertical, formant un ensemble monobloc immergé dans la bêche d'aspiration. Le moteur se trouve dans la partie supérieure, par contre, le corps de la pompe et les équipements d'aspiration dans la partie inférieure. Les groupes des pompes immergées donnant satisfaction sont des pompes à hélices dont l'amorçage est plus facile ne nécessitant pas de clapet de pied. Le génie civil est extrêmement réduit.

2.1.3.3. Condition d'aspiration :

Dans la condition du projet, les pompes de surface ne peuvent pas travailler suivant la hauteur géométrique d'aspiration. Les pompes immergées à hélice s'adaptent bien à cette condition.

Seulement, l'aspiration en bêche doit être préconisée. Cette bêche est reliée directement à la rivière alimentant la station de pompage. L'aspiration de la pompe se fait alors directement en s'immergeant la pompe elle-même.

2.1.4. Caractéristique de la pompe choisie

Pompe à hélice immergée de marque CATERPILLAR fabriquée par la société APPROTECH

Liquide pompé	eau claire, particules \leq 50g/m ³
Température max.	60°C
Débit	1000m ³ /h
H.M.T	15.00m
Perte de charge interne	1.0m
Rendement hydraulique	75.0%
Puissance absorbée hydraulique	57.6KW
NPSH requis	6.0m
Submersion minimale à l'aspiration	1.39m

2.1.5. Caractéristiques mécaniques de la pompe

Pour l'entraînement de la pompe choisie, un moteur diesel est adopté car leur coût d'exploitation est nettement faible, compte tenu de leur rendement supérieur et de l'utilisation d'un carburant moins chère.

Les caractéristiques du moteur sont :

- moteur à quatre temps de marque CATERPILLAR
- consommation en carburant 0.24 à 0.30 l / KW / h
- puissance mécanique 80 kw
- vitesse du moteur 1500 t/mn
- carcasse fonte
- longueur 3.80m
- largeur 1.10m
- hauteur 1.90m
- poids 2.8 tonnes

2.2. EQUIPEMENTS AMONT DE LA STATION DE POMPAGE

Les équipements suivants devront être installés en aval de la station de pompage :

2.2.1. Grille

Elle est disposée en amont de la conduite d'amenée avant l'entrée d'eau dans la bêche d'aspiration. Elle a comme rôle d'éviter la pénétration des corps flottants ou en suspension ainsi que des poisons.

Elle est constituée par des fers plats de maille 50 mm x 10 mm, espacés de 3 à 10 cm, généralement inclinés à 1/3 ou 1/4, disposés dans le plan de la berge de la rivière.

Le nettoyage sera assuré hydrauliquement c'est à dire, les dépôts sont tous apportés par le courant d'eau en levant la grille.

Cette grille est fixée par des murs guide eau en gabion. Après ce dispositif, le radier dirige les eaux vers la vanne de captage.

2.2.2. Vanne de captage

La vanne de captage a pour rôle de régler le débit entrant dans la bêche d'aspiration. Elle peut être aussi utilisée en cas d'entretien. Ainsi, la mise en place de cette vanne sera obligatoire.

C'est une vanne plate à glissement de dimension 710 mm x 1 850 mm portée sur des portiques en UPN 80 et dont la commande est assurée par des crémaillères.

Le dimensionnement de la vanne est dicté par le diamètre de la canalisation d'aménagé égal à 350 mm.

Elle est implantée immédiatement sur la berge de la rivière par l'intermédiaire du mur d'encaissement. Ce dévier est un mur de soutènement à construire en B A dont les dimensions sont données ci après :

- largeur en crête : 0.7 m
- base : 7.45 m
- hauteur : 6 m
- radier amont : 3 m
- radier aval : 3 m
- parafoille amont : 3.15 m
- parafoille aval : 3.9 m

Tous les détails de calcul sont représentés en annexe 3 (stabilité des murs de soutènement).

2.2.3. Conduite d'aménagé

Elle assure le transport de l'eau vers la bache d'aspiration où le pompage a lieu.

C'est une conduite en BIOROC qui peut résister aux efforts dus au remblai.

Elle a 6 m de long et dimensionnée à \varnothing 350 ce qui permet de transiter un débit de 972 m³/h à une vitesse de 2.8 m/s. Cette conduite est supposée en charge et présentant une perte de charge linéaire de 0.23 m/m.

2.2.4. Bache d'aspiration

Cette bache d'aspiration sert à stocker les eaux captées avant le pompage. L'aspiration de la pompe se fait directement en immergeant la pompe dans cette bache.

Elle a une capacité de 4 x 5 x 6 m. La hauteur d'eau dans cette bache doit être toujours supérieure à 1.39 m (imposée par le constructeur)

Les parois de la bache ainsi que son radier peuvent considérer comme un cadre fermé qui est calculé pour résister aux efforts suivants :

- Efforts dus aux poussées de terre (côté berge) ;
- Efforts dus aux poussées de l'eau (à l'intérieur de la bache) ;
- Charge du bâtiment d'exploitation ;
- Les sous pressions de l'eau ;

- Aux poids propres du cadre ;

Ainsi ces parois sont formées de quatre murs de soutènement de mêmes dimensions :

- largeur en crête : 1m
- base : 5.10m
- hauteur : 6m
- radier amont : 3m
- radier aval : 2.5m
- parafouille amont : 1m
- parafouille aval : 2.5m

Les détails de calcul sont représentés en annexe 3 (stabilité des murs de soutènement).

Pour l'entretien de cette bêche, un escalier métallique en aluminium inoxydable sera préconisé.

2.2.5. Crépine

Cette crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides dans la pompe. Elle est perforée et doit être placée au moins 30 cm au-dessus du fond de la bêche.

2.3. EQUIPEMENTS EN AVAL DE LA STATION DE POMPAGE

2.3.1. Conduite de refoulement

La conduite de refoulement est reliée à la pompe par l'intermédiaire des brides (joint bridé).

Les caractéristiques de cette canalisation sont :

- diamètre intérieur : 350 mm
- débit à transiter : 972 m³/h
- vitesse de l'eau à l'intérieur de la conduite 2.8m/s.
- Cette conduite est supposée en charge et présentant une perte de charge linéaire de 0.23 m/m.

2.3.2. Clapet anti-retour

Il est placé juste à la sortie de la pompe sur la conduite de refoulement. Son rôle est d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, il permet également de ne pas soumettre la conduite d'aspiration à la pression de refoulement. Le clapet ainsi adopté est le clapet à battant multiple en raison de notre conditions hydraulique (diamètre).

2.3.3. Bassin de dissipation

Il est nécessaire de dissiper l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de conduite de refoulement cette dissipation a lieu dans un bassin situé entre le débouché (refoulement) et l'avant canal.

La capacité de ce bassin est déterminée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{\max} * \Delta h_{\max}}{2 * 75}$$

Dans laquelle :

Q_{\max} : débit en l/s

Δh_{\max} : dénivellation maximal en m

Dans notre cas $Q_{\max} = 270$ l/s, $\Delta h_{\max} = 0.45$ m

D'où le volume du bassin $V = 0.79$ m³.

2.4. BATIMENT D'EXPLOITATION

Le bâtiment d'exploitation est étudié de façon à satisfaire les conditions suivantes :

- Adapter aux environnements du site ;
- Loger le groupe moto pompe et ses accessoires ;
- Résister aux efforts mécaniques ;
- Permettre les exploitations de la machine et toutes les entretiens y afférents.

2.4.1. Adaptation aux environnements du site

2.4.1.1. Microclimat

Comme il s'agit de climat tropical tempéré et sous le régime des zones côtières, le bâtiment devrait être étudié pour des effets de vents extrêmes (24 m/s) et comporterait des hauteurs sous plafond de 3 m. L'étanchéité complète du bâtiment est exigée vis à vis de degré d'humidité de la zone d'étude.

2.4.1.2. Sol

Le sol de fondation est de nature limon sableux de moyenne portance.

2.4.2. Logement du groupe moto pompe

Le dimensionnement du bâtiment est basé sur :

- l'encombrement de la machine ;
- les possibilités des exploitations et entretiens ;
- les éclairagements et ventilations exigées ;

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRE



- les études des ossatures.

La conception du bâtiment doit satisfaire aux normes en vigueur (Normes françaises, ISO). Les dimensions ainsi retenues sont : longueur : 5 m, largeur : 4 m et hauteur : 3.3 m.

2.4.3. Résistance du bâtiment aux efforts mécaniques

La structure du bâtiment est étudiée pour les charges permanentes et d'exploitation (poids de machine, vibration,...). Les effets du vent extrême (régime côtier) sont tenus compte dans les conceptions.

2.4.4. Système d'exploitation et entretien

La structure doit aussi répondre aux opérations de dépannage et des entretiens périodiques et courants (vidange, ...).

2.4.5. Etude de structure

Cette étude pourrait être divisée en deux parties :

- l'infrastructure ;
- la superstructure.

2.4.5.1. Infrastructure

Le bâtiment repose sur la bache d'aspiration sur les pourtours. Les parois de cette bache constituent la fondation de ce bâtiment.

- Fondation

Vis à vis de la nature du sol, ces parois (fondation du bâtiment) jouent les rôles de murs de soutènement. Quatre contreforts en BA sont partis de ces cotes pour constituer des cadres. Cette structure supporte la dalle en BA reposée sur quatre cotés.

- Dalle du sol

Le sol qui supportera directement la machine est constitué de dalles en BA. Cette dalle est d'épaisseur 40 cm renfermant des poutres incorporées. Elle est dimensionnée pour les charges permanentes et d'exploitation ainsi que les vibrations des machines.

Pour l'étanchéisation du sol, des chapes incorporées dosées à 400 kg/m³ devraient recouvrir de la dalle.

- Evacuation

La dalle comporte une ouverture pour permettre la mise en place d'une fosse. Cette fosse est prolongée par des buses Ø 200 pour permettre l'évacuation des huiles résiduelles temporairement admises lors de vidange dans un puisard absorbant.

2.4.5.2. Superstructure

- L'ossature et gros œuvre

L'ossature du bâtiment comprend :

- les quatre poteaux de rives ;
- les poutres longitudinales et transversales ;
- la dalle de couverture.

Les poteaux ont de dimensions 20x20 cm reliés aux semelles filantes en pourtour.

Les poutres longitudinales et transversales comprennent les chaînages, les linteaux et les poutres supportant la dalle de couverture.

La dalle de couverture est d'épaisseur 10 cm reposées sur les poutres chaînages et les poutres transversales et longitudinales.

- Maçonnerie - béton et peinture

Les murs de remplissage sont en parpaings d'épaisseur 22 cm. Des enduits intérieurs et extérieurs sont prévus ainsi que des peintures en glycérophtaliques en deux couches.

Des maçonneries de claustras sont préconisées pour assurer la ventilation du local d'exploitation.

Des regards et des caniveaux en maçonnerie de moellons sont envisagés pour le passage des tuyaux d'aspiration et de refoulement et des évacuations.

- Menuiseries métalliques

Les menuiseries métalliques sont adoptées aux conditions climatiques très humides.

Des portes à deux vantaux et de fenêtre métallique sont à prévoir. Ils ont les dimensions respectives : 3.00x 2.15 m et 1.20x1.20 qui permettent l'entrée des machines et les ventilations nécessaires.

Ces menuiseries sont peintes des peintures antirouille et des peintures glycérophtaliques.

2.5. CANAUX D'IRRIGATION

Dans un réseau d'irrigation, les canaux sont les éléments linéaires qui assurent le transport de l'eau à partir de l'ouvrage de captage en rivière jusqu'au périmètre à desservir.

Le réseau d'irrigation à réhabiliter comporte :

- Un avant canal bétonné au PM0+000-0+78 du CP1 ;
- Un canal d'aménagé maçonné au PM0+03-0+90 du CP2 ;

Des canaux en terre qui sont formés de quatre canaux principaux et des canaux secondaires et tertiaires.

2.5.1. Caractéristique des canaux d'irrigation :

2.5.1.1. Formule du débit

Pour un régime d'écoulement uniforme, la formule la plus communément utilisée c'est la formule de Manning-Strickler qui s'exprime :

$$Q_n = K S R_H^{3/2} I^{1/2}$$

Avec Q_n : débit nominal, en m^3/s ;

K : coefficient de Manning-Strickler ou rugosité

S : section mouillée du canal, en m^2 ;

R_H : rayon hydraulique, en m ;

I : pente moyenne du canal en m/m .

2.5.1.2. Rugosité

Le coefficient de rugosité K exprime l'aptitude du canal à l'écoulement. Il dépend de la nature des parois du canal. D'une manière générale, il est convenable d'adopter comme valeur de K variant de 60 à 70 pour les canaux revêtus en béton, et 30 à 40 pour les canaux en terre.

Dans les calculs des canaux d'irrigation,

$K = 30$ pour les canaux enterrés

$K = 60$ pour les canaux en béton et en maçonnerie de moellons.

2.5.1.3. Vitesse

La vitesse de l'eau doit rester dans les limites acceptables pour éviter :

- le risque d'érosion dans le fond et dans les parois des canaux en cas d'une vitesse excessive ;
- le dépôt des matières en suspension si elle s'abaisse en dessous d'une valeur minimale admise.

Soient :

- V : la vitesse moyenne de l'eau dans le canal ;
- U : la vitesse à la surface ;
- W : la vitesse au fond.

D'une manière approximative :

$$V = 0.80 U$$

$W = 0.60U$ (Source: M.POIREE & C.OLLIER, Irrigation : les réseaux d'irrigation, théorie, technique et économie des arrosages, 1971, p.77)

La vitesse maximale admissible dépend de la nature du canal.

A titre indicatif, les vitesses maximales admissibles suivant la nature du lit du canal sont données dans le tableau suivant :

Tableau N°19. VITESSES MAXIMALES ADMISSIBLES AU FOND DU CANAL

Lit du canal	Vitesse maximale au fond [m/s]
Sable fin	0.40 à 0.50
béton	4.00

(Source : M.POIREE & C.OLLIER, Irrigation : les réseaux d'irrigation, théorie, technique et économie des arrosages, 1971)

2.5.1.4. Pentes du talus

La pente à adopter pour les talus des canaux d'irrigation en déblai varie avec la nature des terrains, suivant le tableau ci-dessous :

Tableau N°20. PENTE DES TALUS

Talus en déblai	Fruit de talus (m)
Roches	0
Terres franches	1

2.5.1.5. Revanche

On définit comme revanche la différence entre la côte du niveau d'eau et la crête de la berge. Elle varie en fonction du gabarit du canal. Pour le réseau d'irrigation de petite et moyenne importance, la revanche est comprise dans la fourchette de 10 cm à 50 cm c'est-à-dire $10\text{cm} \leq R \leq 50\text{cm}$.

(Source : J.D RASOLOFONIAINA, cours d'hydraulique Agricole, 2004)

Ainsi on adopte :

R = 20 cm pour les canaux en terre ;

R = 10 cm pour le canal en maçonnerie de moellons.

(Source : AGR-UND HYROTECHNIK GMBH : Mémento Microhydraulique, 1989, p.16)

2.5.2. Principe de calculs des canaux

Soient les paramètres à considérés :

- Q_n : débit nominal dans le canal
- Q_c : débit calculé à partir de la formule de Manning-Strickler ;
- b : largeur au plafond du canal ;
- h : tirant d'eau dans le canal ;

- S : section mouillée donnée par la formule :
- $$S = bh + mh^2$$
- P : périmètre mouillé donné par l'expression :
- $$P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$$
- V : vitesse moyenne de l'eau dans le canal.

Après la prédimensionnement d'un canal, il faut vérifier les conditions suivantes :

- $h < b < 2h$ pour avoir une section plus économique et aussi pour faciliter le curage du canal ;
- $\frac{\Delta Q}{Q} < 5\%$ avec $\Delta Q = Q_c - Q_n$;
- $R_h \approx \frac{h}{2}$;
- $V_{\min} < V < V_{\max}$ dans laquelle V_{\min} et V_{\max} sont respectivement la vitesse minimale et maximale admissible dans le canal

2.5.3. Avant -Canal

Ce canal est un ouvrage de raccordement du bassin de dissipation avec les canaux principaux. Il a pour rôles d'éviter l'infiltration de l'eau dans le canal et de diminuer la vitesse excessive de l'eau en sortant de la bêche de reprise, qui peut éroder les parois et le fond du canal en terre.

Pour faciliter la construction, le profil de l'avant canal est fixé à une section rectangulaire construite en béton.

Après calcul,

Débit nominal : $Q_n = 0.325 \text{ m}^3 / \text{s}$;

Largeur au plafond : $b = 0.8 \text{ m}$;

Hauteur des berges : $H = 0.8 \text{ m}$

Pente du canal : $I = 0.6/1000$

2.5.4. Canal d'amener sur CP2

C'est un canal construit en maçonnerie de moellon qui transmette le débit à transiter dans le CP2 et CP3. Les dimensions optimales qui vérifient tout les critères de calcul se présentent comme suit :

- Débit nominal : $Q_n = 0.163 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Largeur au plafond : $b = 0.4 \text{ m}$;
- Hauteur des berges : $H = 0.5 \text{ m}$

- Pente du canal : $I = 4/1000$;

2.5.5. Canaux principaux

C'est à partir de ces canaux que toute la zone concernée par le projet va s'alimenter en eau d'irrigation.

Le profil adopté pour ces canaux est la section trapézoïdale.

Après avoir effectué les différentes étapes de calcul, les dimensions respectives des canaux principaux sont

Tableau N°21. DIMENSIONS RESPECTIVES DES CP

	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4
Débit nominal : Q_n [m ³ /s]	0,054	0,054	0,108	0,108
Largeur au plafond : b[m]	0.4	0.4	0.5	0.5
Hauteur des berges : H[m]	0.4	0.4	0.6	0.6
Pente I [m/m]	6.5 / 1000	4 / 1000	1 / 1000	1 / 1000

2.6. OUVRAGES SUR CANAUX

Pour assurer le bon fonctionnement du réseau, les différents ouvrages sur canaux suivants nécessaires

- Huit bâches dont (02) soient à réhabiliter;
- Un dalot;
- Un passage busé;
- Trois partiteurs;
- Un siphon.

2.6.1. Bâches

Les bâches appelées aussi ponts-canaux, sont prises en compte pour le franchissement de thalwegs large et profond.

En pratique la vitesse moyenne de l'eau dans une bâche restera toujours inférieure à 2m/s (Source : AGR-UND HYROTECHNIK GMBH : Memento Microhydraulique,)

La section transversale de l'ouvrage est dimensionnée à partir de la formule de Manning-Strickler :

$$Q_n = K S R_H^{3/2} I^{1/2}$$

En pratique, pour une bâche en BA, la section la plus couramment adoptée est la section rectangulaire. Cela permet de diminuer par conséquent la consommation en matériaux de construction.

Après calculs, les dimensions respectives de ces baches sont :

Tableau N°22. DIMENSIONS DES (08) BACHES

Bâches	N°01	N°02	N°03	N°04	N°05	N°06	N°07	N°08
localisation	CP1	CP1	CP2	CP2	CP3	CP4	CP4	CP4
Largeur intérieure [m]	0.4	0.4	0.7	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Hauteur intérieure [m]	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.4	0.55	0.3

2.6.2. Dalot :

C'est un ouvrage de franchissement de section à piédroit en maçonnerie de moellons avec un fond en béton ordinaire couvert d'une dalle en béton armé.

L'ouvrage doit être remblayé pour servir de couche de roulement pour la piste

L'eau passe sous la piste par l'intermédiaire d'un dalot, l'écoulement est à surface libre. La vitesse moyenne de l'eau est de l'ordre de 1.5 à 2.5 fois plus grande que celle de canal amont. On suppose que l'écoulement à l'intérieur du dalot est uniforme ; par conséquent, on peut utiliser la formule de Manning STRICKLER qui s'écrit :

$$Q_n = K S R_H^{3/2} I^{1/2}$$

La longueur du dalot est de 7m avec une section de 0.50 x 0.70m

La perte de charge linéaire est obtenue par la formule suivante :

$$\Delta H = I \times L$$

Avec I pente du fond et L largeur de l'ouvrage.

D'où $\Delta H = 3$ cm

2.6.3. Passage busé

Cet ouvrage a les fonctionnements presque identiques à celui d'un dalot. Seulement sa section est circulaire et qu'elle exige une hauteur de remblai plus grande que du dalot. Dans notre cas, l'écoulement à l'intérieur de la buse est aussi à surface libre, c'est-à-dire elle est considérée comme un orifice dénoyé. Alors, le débit de l'écoulement est donné par la formule suivante :

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

Dans laquelle :

Q : débit d'écoulement en m³/s

m : coefficient du débit

S : section de la buse en m²

ΔH : charge sur l'orifice

Il s'agit d'une buse en béton armé de diamètre 60 cm

2.6.4. Partiteur

Cet ouvrage a pour rôle de partager, dans un rapport déterminé, le débit fourni par un canal et ce rapport devant être constant quel que soit le débit.

Les trois partiteurs à construire sont des partiteurs fixes.

Lorsque Q_1 le débit transité dans le canal 1

Q_2 le débit transité dans le canal 2

Les largeurs des deux seuils dans les deux canaux sont données par les relations suivantes :

$$\diamond Q_1 = mL_1\sqrt{2gh}^{\frac{3}{2}}$$

$$\diamond Q_2 = mL_2\sqrt{2gh}^{\frac{3}{2}}$$

Dans laquelle

- m : coefficient de débit
- L : largeur du seuil en mètres
- g : l'accélération e la pesanteur ou 0.98m/s²
- h : charge en amont du seuil

Les dimensions de ces partiteurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau N°23. DIMENSION DES PARTITEURS

Partiteur N°	Largeur seuil [cm]		Hauteur seuil [cm]	
	I1	I2	h1	h2
1	13	67	11	16
2	24	36	30	13
3	27	13	30	5

2.6.5. Siphon

Malgré la difficulté d'entretien, l'utilisation d'un siphon devient obligatoire car les deux canaux se croisent avec des plans d'eau sensiblement à la même cote.

La réalisation d'un siphon exige que la vitesse de l'eau doit être suffisante pour éviter les dépôts dans les puisards.

A noter qu'il s'agit d'une réhabilitation de ce siphon qui doit transiter un débit 0.271 m³/s pour ce projet.

Partie IV. ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

La réhabilitation du périmètre d'Anosivelo, commune rurale d'Anosivelo fait partie des projets de développement de l'état financé par le PSDR (UPEP Fianarantsoa). C'est est un projet financé par la banque mondiale avec la collaboration du gouvernement Malagasy selon l'accord de crédit N°3524-MAG de l'IDA. Son objectif est de sup porter toute activité concernant le développement dans les milieux ruraux y compris le secteur agricole en mettant en place des infrastructures hydroagricoles pérennes qui permettent de maîtriser l'irrigation des MPI.

Il est évident que la réalisation de ce projet peut toucher l'environnement. Par conséquent l'analyse de tous les impacts susceptibles d'être produits, négatifs ou positifs, pendant la période d'exécution des travaux ainsi que durant la phase d'exploitation sera obligatoire. Disposer d'un système de production viable tout en préservant l'environnement traduit l'importance majeure des impacts du projet sur le territoire d'Anosivelo. Par contre quelques mesures d'atténuations sont recommandées pour les impacts négatifs afin que le projet soit viable au point de vue écologique dans le cadre du développement durable.

CHAPITRE 1. MISE EN CONTEXTE DU PROJET

1.1. LOIS DE BASE

1.1.1. Charte de l'environnement

La charte de l'environnement loi 90-033 article 30 stipule que « *les projets d'investissement publiques ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement doivent faire l'objet d'une étude d'impact compte tenu de la nature technique, de l'ampleur des dits projets ainsi que la sensibilité du milieu récepteur* ».

1.1.2. Décret Mecie

Toute d'étude d'aménagement hydroagricole nécessite une analyse afin qu'il soit rentable économiquement, équitable sur le plan social, et viable pour l'environnement dans le cadre du mise en Compatibilité des Investissements sur l'Environnement, décret 99-945 art. 2 relatives au réseau hydroagricole

1.2. PRESENTATION DU PROMOTEUR

Les bénéficiaires initiateurs de ce projet sont composés environ de 230 familles et qui se groupent au sein d'une Association des Usagés de l'Eau (AUE), nommée MANDROSOTSARA, créée en Mars 2005.

Voici donc une brève description de cette association :

Adresse : Localité Anosivelo - Commune Rurale Anosivelo – Farafangana 309

N°récépissé : 005/CR/An/ASS-2005 21 mars 2005

Statut : Déposé en Mars selon la loi du 60-133 du 03 Octobre 1960

Tableau N°24. MEMBRE DE BUREAU DE L'ASSOCIATION

Fonction	Noms	N° CIN
Président	MPAMONJY Alexandre	519 301 002 363
Vice président	RAOFERA Harson	213 321 002 482
Secrétaires	RABEHASY Berger	213 051 000 387
	RAKOTOVOLA	213 321 002 285
Trésoriers	TODIVELO Michel	213 991 009 083
	TATA Michel	213 321 002 959

Fonction	Noms	N° CIN
Commissaires au compte	KASESY Gilbert	213 321 000 205
	RAMAMONJISOA Brudo	213 051 000 290
Conseillers	TATASAMBISONY Etienne	213 321 003 554
	RANDRIAMAMPANDRY Filiastre	213 051 000 555
	TATA Pierre	213 321 000 219
	TATATINY	213 321 002 162
	RAKOTOARIMANANA Voloma Richard	213 911 002 056
	RALISON Désiré	301 991 031 569

1.3. MILIEU RECEPTEUR

1.3.1. Délimitation de la zone d'étude

Le périmètre d'Anosivelo se situe dans la Commune Rurale Anosivelo, District Farafangana, Région Atsimo Atsinanana, province de Fianarantsoa. Il se trouve dans la localité d'Anosivelo avec les coordonnées géographiques : 22°43' longitu de Est et de 47°47' latitude Sud. Il se trouve à 353 Km au Sud-Est de Fianarantsoa en empruntant la RN12. La zone d'étude se situe aussi à 12 km au Nord-Ouest de Farafangana.

1.3.2. Milieu biophysique

1.3.2.1. Climat

Sur le plan climatique, la région est soumise à un régime de type tropical humide et marqué par la proximité de la bordure occidentale de l'océan indien. Il existe une saison chaude et pluvieuse du mois de novembre au mois d'avril, et une saison sèche et fraîche, de mai en octobre.

En moyenne la hauteur de la pluie qui tombe chaque année dans la zone est de 2 644 mm soit 94 mm à 369 mm par mois. Elle fait partie de la zone du Sud Est de la province de Fianarantsoa caractérisée par une température moyenne variée entre 20°C et 27°C

1.3.2.2. Morphologie :

Le paysage constitué par des plaines et de collines moins accidentées de basse altitude environ 98 m, les formes accidentées de type cuesta se remarque dans la zone d'étude. La falaise du sud orientale commence à se faire remarquer.

1.3.2.3. Géologie

Les roches métamorphiques (type basaltique) et calcaires sont repérées dans la zone concernée. La formation pédologique est constituée par des sols hydromorphes (organique et minéraux) dans les bas fonds et des sols ferrallitiques plus ou moins lessivés jaune/rouge sur les versants.

1.3.2.4. Hydrographie

La région est parsemée de petits cours d'eau d'écoulement périodique et de la rivière Manapatrana qui prend sa source dans l'Andringitra. Cette rivière passe à Ivohibe avant d'arriver à Anosivelo et se déverse dans l'océan indien. Cette rivière assure la ressource en eau du périmètre d'Anosivelo et aussi utilisée par les habitants pour leurs besoins domestiques, sa largeur mesure en moyenne 160m. Elle est permanente et non tarissable.

1.3.2.5. Végétation

La formation dominante est de type arbustive sempervirente, résultant parfois de l'effet anthropique. La zone n'enregistre plus aucune formation de forêt naturelle, le passage de l'homme et l'exploitation ont donné une formation secondaire.

Les espèces fréquentes sont les *Cypéreceae difformis*, les *Ravinala Madagascarensis*, et des *Eucalyptus*

L'occupation du sol de la zone d'étude se subdivise comme suit : 30 % surface herbacée, 60% terres cultivables, 10 % terrain neutre.

1.3.2.6. Faune

Concentré surtout dans la formation arbustive l'inventaire faunistique se résume par les petits rongeurs, des insectes et des reptiles. On perçoit parfois des oiseaux, presque migrateur.

La zone d'étude n'abrite aucun faune endémique ou des espaces qui peuvent être perturbées par la mise en place du sous projet.

1.3.3. Milieu humain

1.3.3.1. Population

La population de la commune compte 17 157 dont 8 810 sont des femmes et 8 347 hommes. En générale, 70% de la masse sont jeunes (moins de 17 ans).

Les bénéficiers de ce projet sont constitués en majorité par des Antaifasy qui ont comme préoccupation majeure la riziculture.

Les paysans peuvent pratiquer deux saisons culturales distinctes :

- « vary hosa » qui dure (05) mois (août en décembre)
- « Vary Vatomandry » qui sont récoltés 4mois après le repiquage (début de repiquage : janvier)

La majorité du temps des paysans est consacré à la riziculture, néanmoins ils pratiquent aussi d'autres cultures telles le manioc, la patate douce, la banane et le *sonambo* (nom vernaculaire) presque pendant toute l'année.

L'élevage reste une activité secondaire pour les bénéficiers. D'une part, l'élevage bovin est utile pour l'agriculture, mais aussi de type contemplatif, et l'élevage porcin s'avère très rare dans la région. D'autre part, l'aviculture est pratiquée pour l'autoconsommation et pour être vendu à Farafangana.

1.3.3.2. Santé

Anosivelo possède un centre de santé de base niveau I et un centre de santé de base niveau II. Les centres sont fonctionnels et les infrastructures existantes sont encore en bon état. A cause de l'état nutritionnel lamentable et l'inexistence d'eau potable dans le village, nombreuses maladies sont rencontrées entre autres les infections respiratoires, la diarrhée. Le taux de fréquentation de service de base est faible car la place de la médecine traditionnelle est encore importante.

1.3.3.3. Eau potable

La population ne dispose pas d'eau potable ; ce qui est à l'origine des différentes maladies comme la diarrhée.

En effet la population qui habite au bord de la rivière puise de l'eau dans cette dernière. Les autres utilisent l'eau des rizières qui se trouve à proximité de chaque village

1.3.3.4. Education

Les fokontany touchés par ce sous projet ne disposent que deux écoles primaires publiques. 79% de la population touchée sont scolarisables.

Et parmi ces enfants scolarisables seuls 43% fréquentent l'EPP. Pendant la période de soudure, le taux d'absentéisme est très élevé, car presque la moitié des élèves sèche le cours.

1.3.3.5. Sécurité

La région est un peu tranquille malgré la faible présence des voleurs des bétails ou des voleurs des cultures sur les champs.

La commune rurale d'Anosivelo dispose d'une poste avancée de la gendarmerie Nationale qui travail parallèlement avec les quartiers mobiles et les « *andrimasompokonolona* »

CHAPITRE 2. DESCRIPTION DU PROJET

2.1. TRAVAUX A REALISER

Ce projet consiste à renforcer les capacités des AUE, former et vulgariser les bénéficiaires sur les techniques culturales. Mais la principale raison d'être est la réalisation de quelques travaux qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°25. TABLEAU SYNTHETIQUE DU SOUS-PROJET

Désignation	Caractéristiques	Utilisation	observation
Station de pompage	Bâtiment avec les accessoires tels : pompes, et équipements (conduite de captage, vanne métallique, bêche et conduite d'aspiration, crépine, conduite de refoulement, clapet anti-retour)	Capter et pomper l'eau de la rivière	Une réhabilitation de l'ancienne station
Bâches :			
bâches N°1	b= 0.4 m, h=0.6 m, L=7m	Utiliser pour franchir des obstacles afin de faciliter l'irrigation du périmètre	Une réhabilitation concernant deux bâches et six nouvelles constructions
bâches N°3	b= 0.4 m, h=0.6 m, L=7m		
bâches N°4	b= 0.7 m, h=0.6 m, L=25m		
bâches N°5	b= 0.4 m, h=0.6 m, L=7m		
bâches N°6	b= 0.4 m, h=0.6 m, L=70m		
bâches N°7	b= 0.5 m, h=0.5 m, L=31m		
bâches N°8	b= 0.4 m, h=0.3 m, L=7.5m		
Dalot	au PM 0+780 du CP1 Longueur 7m		
Partiteurs :			
- partiteur N°1	au PM 0+80 du CP1	Gérer le partage des débits constants au	La réhabilitation consiste à réenduire et poser des vannes
- partiteur N°2	au PM 0+17 du CP2		
- partiteur N°3	au PM 0+90 du CP2		

Désignation	Caractéristiques	Utilisation	observation
		niveau des canaux	
Canal : Avant canaux	au PM 0+000- 0+78 du CP1 78m	Raccorder le bassin de dissipation aux canaux principaux	Reconstruction des canaux bétonnés Reconstruction des canaux maçonnés
Canal d'amener	au PM 0+013- 0+090 du CP2 Longueur 77m pour		
CP1	Longueur 900m		Régabaritage des canaux en terre existants
CP2	Longueur 1000m	Transporter les eaux vers les parcelles à desservir	
CP3	Longueur 1300m		
CP4	Longueur 1920m		
Siphon	Ouverture du puisard :0.8m Profondeur du puisard :1.5m Diamètre de la buse :600mm	Assurer le raccordement de deux canaux séparés par un la RN12	Réhabilitation au niveau de puisard et curage de la buse

Gîte d'emprunt et carrière

Contrairement à l'exécution des fouilles, ce projet ne prévoit aucun travail de remblaiement, alors l'exploitation de gîte de terrain meuble n'est pas nécessaire. Les matériaux tels que les moellons et les gravillons seront extraits des boules de rochers solitaires éparpillées dans la zone avoisinante. Le transport de ces matériaux sur le chantier sera assuré à la fois par l'entreprise et les bénéficiaires.

2.2. DIFFERENTES PHASES DU PROJET

Le tableau suivant résume les sources d'impacts selon les différentes phases du projet

Tableau N°26. GRANDE PHASE DE L'AMENAGEMENT

Phases	Travaux	Source d'impact	Responsable
Préparatoire	Installation de chantier	Campement	Entreprise
	Offre d'emploi	Recrutement des ouvriers	Entreprise
	Transport des matériels et des matériaux	Circulation fréquente des camions	Entreprise
Construction	Construction d'un dalot	L'implantation de ce dalot sur la piste reliant la commune et la RN 12	Entreprise
	Bâtir la station de pompage, des bâches, des nouveaux canaux ainsi qu'exécuter les fouilles	Décapage et débroussaillage Fouille	Entreprise
	Viabilité des personnels de l'entreprise au sein de la population locale	Relation entre les paysans locaux et les personelles de l'entreprise	Entreprise et bénéficiaires
Exploitation	Mise en marche de la pompe	Captage de la rivière	AUE
	Stockage	Carburant	AUE
	Démarrage de la pompe	Moteur d'entraînement de la pompe	AUE
	Réglage des débits distribués dans les canaux	Mise en eau de la rizière	AUE

CHAPITRE 3. ANALYSE DES IMPACTS

3.1. IDENTIFICATION ET CARACTERISTIQUE DES IMPACTS PROBABLES

Pour pouvoir caractériser et identifier méthodiquement les impacts potentiels, une détermination par phase du projet est résumée dans le tableau N° 8 (cf page suivante) :

Tableau N°27. MATRICE D'IDENTIFICATION DES IMPACTS

COMPOSANTES ENVIRONNEMENTALES	PHASE PREPARATOIRE		PHASE DE REALISATION				PHASE D'EXPLOITATION			
	Transport des matériaux	recrutement	Décapage et débroussaille	fouille	Exécution des ouvrages	Déviation	mise en marche de la pompe	captage de la rivière	Pratique de l'irrigation	Formation et vulgarisation
Milieu Physique										
climat							x			
hydrographie								x	x	
paysage			x	x	x	x				
Milieu Biologique										
faune			x	x				x		
flore			x	x						
Milieu humain										
social	x					x	x			x
Economique		x							x	x
santé	x									

3.2. EVALUATION DES IMPACTS

Avant d'entamer cette partie, rappelons le mode d'attribution d'une note pour un impact quelconque :

Tableau N°28. ATTRIBUTION DES NOTES

Note	intensité	durée	portée
1	faible	occasionnelle	locale
2	Moyenne	Temporaire	zonale
3	forte	permanente	régionale

L'importance a été analysée selon l'intensité, l'étendue et la durée des impacts, dues à la mise en place de ce projet d'aménagement dans le périmètre irrigué d'Anosivelo.

Pour une note entre :

- 7 à 9, on a une importance majeure ;
- 5 à 6, on a une importance moyenne ;
- 3 à 4, on a une importance mineure

3.2.1. Impacts négatifs

Le projet aura les effets négatifs suivants :

Tableau N°29. EVALUATION DES IMPACTS NEGATIFS

Sources d'impacts	Impacts engendrés	Etendue	Durée	Intensité	Importance	
Installation du chantier	Modification du paysage (IPN 1)	1	2	1	4	MINEUR
	Recrudescence des maladies sexuellement transmissibles (IPN 2)	1	1	1	3	MINEUR
Construction d'un dalot	Perturbation de la piste (IPN 3)	1	2	2	5	MOYEN
Transports des matériaux de construction et des matériels	Perturbation infrastructure routière (IPN 4)	1	2	1	4	MINEUR
Construction des bâches, de nouveau canal ainsi que	Perturbation du sol et risque d'érosion des berges (IPN 5)	1	3	1	5	MOYEN

Sources d'impacts	Impacts engendrés	Etendue	Durée	Intensité	Importance	
l'exécution des fouilles						
Captage de la rivière Manapatrana	Modification des régimes hydriques : débit aval (IPN 6)	1	1	2	4	MINEUR
Stocker les fuels (gasoil)	Incitation au risque d'accident (IPN 7)	1	2	3	6	MOYEN
Moteur de la pompe	Perturbation sonore (IPN 8)	1	2	1	4	MINEUR
Mise en eau des rizières	Conflits entre les usagers de l'eau (IPN 9)	1	2	3	6	MOYEN

Commentaires

IPN 1 : L'installation du chantier peut provoquer des modifications du paysage de très faible intensité (surface 20 m²) au niveau local (campements) pendant la période d'exécution des aménagements prévus (trois mois). Les décapages et débroussaillage sont aussi des sources de modification temporaire du paysage mais l'intensité reste faible. Son importance est mineure car l'impact est réversible dans le temps.

IPN 2 : durant la période d'exécution (trois mois) le personnel de l'entreprise et la population féminine locale peuvent avoir des relations entre eux. Ce qui favorise la contamination des Maladies Sexuellement Transmissibles (MST). Cet impact est mineur et ne subsiste que pendant la phase des travaux, par ailleurs il ne se présente qu'au niveau local.

IPN 3 : La construction d'un dalot peut perturber une route secondaire reliant la RN12 et la commune rurale d'Anosivelo mais cette perturbation est d'une importance moyenne du fait qu'elle est occasionnelle et temporaire, pendant trois semaines. Elle est d'une intensité moyenne et a une étendue zonale.

IPN 4 : Le transport des matériaux de construction et des matériels et outillages, durant l'installation de chantier (une semaine), peut causer des dommages aux infrastructures routières. Ceci est donc occasionnel. Ce phénomène ne touche et n'atteint que la région périphérique du périmètre (zonale). Cette agitation est d'une importance mineure.

IPN 5 : La construction des baches, de nouveau canal ainsi que l'exécution des fouilles provoquent des changements topographiques du sol. Elle peut aussi engendrer une érosion au

niveau des berges mais compte tenu de la nature du sol l'érosion est de faible intensité.

L'importance de cet impact est classée moyenne car ces faits se trouvent sur chantier même et réalisés pendant trois mois au maximum

IPN 6 : La mise en marche de la station de pompage pourrait provoquer une perturbation du débit en aval du périmètre au moment de son fonctionnement (quarante jours pour chaque saison). Toute fois l'impact n'a pas de grande importance vue la grandeur de la rivière (Apport quinquennal sèche = 75 366 l/s débit enlevé = 270 l/s), l'étendue ne dépasse pas le niveau local et l'impact peuvent être réversible dans le temps seulement cette perturbation ne se produit qu'à chaque période de mise en eau des rizières. L'importance de ce manque d'eau pour l'irrigation en aval est faible.

IPN 7 : Le stockage des fuels pour la station de pompage favorise l'incitation d'accident pour les utilisateurs. Avec une étendue estimée locale touchant uniquement le site du personnel, son intensité et par contre forte (de l'ordre de 250 l au moins à stocker et impliquant trois personnes). La durée sera temporaire car il se produit d'une façon périodique (fréquence journalière durant l'utilisation uniquement), c'est un impact moyen doté de la note six.

IPN 8 Le moteur d'entraînement de la pompe incite des bruits durant son fonctionnement cela provoque des perturbations sonores pour les écosystèmes qui vivent au voisinage de la station de pompage (environ dans les parties qui se trouvent à 500 m de la station de pompage). L'importance de cet impact est mineure.

IPN 9 : Des conflits entre les exploitants du périmètre peuvent exister durant la période de mise en eau des rizières. Ces faits ne concernent que le niveau local, néanmoins l'impact est d'une moyenne importance car il peut durer de façon temporaire et pourrait nuire à la viabilité du projet. Le degré d'importance est moyen.

3.2.2. Impacts positifs

Toutefois, les impacts positifs peuvent avoir lieu comme indique le tableau ci-dessous :

Tableau N°30. EVALUATION DES IMPACTS POSITIFS

Sources d'impacts	Impacts engendrés	Etendue	Durée	Intensité	Importance	
Exécution des travaux	obtention du travail pour la population locale (IPP 1)	1	1	2	4	MOYEN
Décapage et	obtention de bois de	1	1	1	3	MINEUR

exécution des fouilles	chauffage et des remblais (IPP 2)					
Exploitation de la totalité du périmètre	Diminution des feux de brousses (IPP 3)	1	3	3	7	MAJEUR
Renforcement capacité et formation (technique culturale)	Augmentation des récoltes (IPP 4)	1	3	3	7	MAJEUR
Gestion du périmètre	Consolidation de l'association (IPP 5)	1	1	3	5	MOYEN

Commentaires

IPP 1

L'exécution des travaux nécessite forcément des recrutements d'ouvriers locaux. L'intensité de cet impact est faible parce que le responsable n'a pas besoin de 30 employés au plus. Ce qui permet d'avoir un revenu supplémentaire pour eux pendant la durée de réalisation des aménagements de tout le périmètre (trois mois). L'impact est classé mineur selon l'analyse d'importance

IPP 2

Le décapage et l'exécution des fouilles permettent aux populations qui habitent aux entourages du chantier d'avoir des bois de chauffage pour deux ou trois jours. De même pour les remblais. Selon l'analyse d'importance cet impact est classé mineur.

IPP 3

Possibilité d'exploiter la totalité du périmètre pendant toute l'année permet à la population d'exploiter tout le périmètre (130 ha) pendant toute l'année avec la possibilité des spéculations de diverses cultures. Ce qui réduit progressivement la culture sur brûlis qui entraîne habituellement la dégradation de l'environnement, d'où son intensité est forte. Cet impact sera permanent et se trouve au niveau local. Ainsi son importance est majeure.

IPP 4

La maîtrise d'eau et la possibilité d'exploiter la totalité du périmètre pourraient engendrer l'amélioration du rendement de la production de l'ordre de 3t/ha, ce qui permet aux exploitants d'assurer chaque année leur autoconsommation et de destiner une grande partie de leur récolte à la spéculation commerciale. Cet impact est classé majeur car c'est le but même de ce projet.

IPP 5

L'association a un grand rôle à jouer dans le bon fonctionnement des ouvrages ; la gestion de ce projet peut consolider l'association avec une durée irréversible dans le temps, cet impact sera moyen doté d'une note 5.

3.3. MESURES D'ATTENUATION

Pour atténuer ces impacts négatifs moyen et majeur, il faut prendre les mesures correspondantes suivantes

Tableau N°31. MESURE D'ATTENUATION

Impacts négatifs moyen	Mesure d'atténuation	Indicateur	Responsable de suivi
Perturbation de la piste	Construire une déviation de la route pendant l'exécution des travaux	Nombres des voitures qui y passent	A.U.E
Perturbation du sol et risque d'érosion des berges	Exécuter des travaux pendant la saison sèche. Mettre en place des dispositifs anti-érosifs appropriés sur les parcelles sensibles.	Quantité des terres érodées	Bénéficiaires bénéficiaires
Incitation au risque d'accident	Isoler la cave de stockage et mettre l'accès hors porter de tout le monde	Nombre d'accident	Bénéficiaires
Conflits entre les usagers de l'eau	Mettre en place une organisation et des règlements bien établis à l'intérieur de l'association. Respecter de la période de mise en eau de la rizière. Considérer et établir un plan global de la gestion de l'eau.	Nombre de plaintes	Membres de bureau de l'AUE Bénéficiaires Membre de bureau de l'A.U.E

3.4. MESURE D'OPTIMISATION

Il faut prendre des mesures d'optimisation pour garder et améliorer les effets positifs causés par ce projet dont :

Tableau N°32. MESURE D'OPTIMISATION

Impacts positifs	Mesures d'optimisation	Responsables
Diminution du feu de brousse	Mettre en place le « DINA » pour réduire les cultures sur brûlis	AUE et l'administration communale
Augmentation des récoltes	Former l'AUE sur la gestion de l'eau et l'application des techniques culturales et entretien du réseau hydroagricole	AUE
Consolidation de l'association	Réunions régulières des membres de l'A.U.E avec des rapports détaillés de toutes les activités	Membres de bureau de l'AUE

3.5. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE (P.G.E)

Le plan de gestion donne les préoccupations à faire pour compenser les impacts potentiels. Ce plan est donc résumé dans le tableau suivant :

Tableau N°33. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE (P.G.E)

Impacts résiduels	Indicateur	Mesure d'atténuation	Travaux correspondants	Calendrier d'exécution	Responsable d'exécution	Estimation du coût (Ar)
IPN 3	Nombres des voitures qui y passent	Construire une déviation pendant l'exécution des travaux	Décapage, débroussaille et remblais	Avant les travaux	entreprise	2 600 000
IPN 5	Quantité des terres érodées	Mise en place des dispositifs anti-érosifs appropriés sur les parcelles sensibles.	Engazonnement berges	Pendant les travaux d'exécution	entreprise	1 750 000
IPN 7	Nombre d'accident	Organisation de l'approvisionnement selon la capacité du réservoir du moteur et isolation de l'endroit de stockage	Construire un dépôt sceller	Durant phase d'exploitation	Entreprise	2 00 000
IPN 9	Nombre de plaintes	Mettre en place une organisation et des règlements bien établis à l'intérieur de l'association.	Réunion	Chaque mois	AUE	50 000
IPN 9	Nombre de plaintes	Respecter de la période de mise en eau de la rizière.	Réglage périodique du fonctionnement de la pompe	Avant le début de repiquage	AUE	100 000
Total coût des travaux environnementaux						7 400 000

3.6. APPUIS TECHNIQUES NECESSAIRES

Les travaux qui nécessitent des appuis techniques pour les bénéficiaires se situent au niveau du programme de renforcement des capacités et du savoir-faire de l'association. Le renforcement de la structure organisationnelle de celle-ci s'avère également important. La présence du personnel de la commune est nécessaire pour toute réalisation concernant les périmètres

Pour assurer la bonne gestion de ce projet, on a proposé quelques approches :

- Redynamisation des exploitants : c'est-à-dire revitaliser l'association pour qu'elle reste en éveil jusqu'à la réalisation de ce projet, de réexpliquer l'importance de la participation de chacun à la réalisation des travaux et d'inciter les notables à s'adhérer dans l'association entant que conseiller pour jouer le rôle de leadership.
- Formation et encadrement des exploitants concernant :
 - Les rôles des membres de bureau afin que chacun soit conscient de l'importance de ses fonctions et les assume ;
 - la gestion de la station de pompage ;
 - la police de l'eau et entretien du périmètre ;
 - la gestion financière
 - la méthode culturale à adopter pour améliorer le rendement de production (Amélioration de la culture par l'adoption du SRA)

Implantation d'un organe de pilotage c'est-à-dire de mettre en place un organe de pilotage destiné à appuyer et accompagner l'association pour la gestion de la station de pompage et la formation des exploitants sera effectuée au moment où l'association pourra accaparer un certain niveau de compétence, de savoir-faire et d'expérience pour assurer l'autogestion du réseau

3.7. CONCLUSION PARTIELLE

En consultant le résultat, les impacts négatifs sont généralement classés mineurs et moyens au point de vue importance. La mise en place de ce projet à Anosivelo entraînera des impacts positifs d'une importance moyenne et majeure.

Partie V. ETUDE DE RENTABILITE ECONOMIQUE

Cette partie a pour but de mesurer la viabilité financière et économique du Projet d'aménagement. Pour évaluer la viabilité du Projet, l'indicateur classique utilisé est le Taux de Rentabilité Interne (TRI).

Pour qu'un projet soit rentable économiquement et financièrement, il faut que son TRI soit supérieur au taux d'intérêt bancaire qui est actuellement de 15%.

CHAPITRE 1. HYPOTHESES DE BASE

1.1. GENERALITE

La mesure à prendre se base sur la production de la riziculture pendant les deux saisons. L'ensemble des parcelles irriguées dans le périmètre aménagé sera considéré comme une seule exploitation. Les autres spéculations ne seront pas prises en compte, étant donné que les investissements réalisés n'auront pas d'impacts directs sur ces activités. La production de la deuxième saison sera 2/3 de celle de la première ;

Tableau N°34. SITUATION AVANT ET APRES PROJET

Désignation	Avant Aménagement		Après Aménagement	
	Superficie (ha)	Rendement (t/ha)	Superficie (ha)	Rendement (t/ha)
Riziculture	130	1,2	130	3

- la première année de l'aménagement, la moitié (0,5) de la surface supplémentaire seulement seront cultivée compte tenu des grands travaux de défrichage à réaliser,
- la deuxième année de l'aménagement, les 3/4 de la surface supplémentaire seront cultivées, et
- la troisième année de l'aménagement, la totalité de la surface sera cultivée.

Temps de fonctionnement de la pompe :

- 8 heures par jour
- 40 jours de fonctionnement pendant une saison de culture
- consommation en carburant du moteur de la pompe : 24 l/heure (cas défavorable)

1.2. CHARGE D'EXPLOITATION

Dans ce présent projet, on distingue les charges d'exploitation agricole et les charges d'exploitation de la station de pompage.

1.2.1. Charge d'exploitation agricole

1.2.1.1. Coûts d'utilisation des matériels

Les principaux matériels agricoles considérés sont la charrue, la herse, et le sarcloir. Les coûts retenus sont ceux recueillis auprès des exploitants pendant les enquêtes et y sont intégrés les coûts d'utilisation des animaux de trait.

Pendant les dix premières années après aménagement, les coûts d'utilisation sont évalués en prix constants. Ils ont été calculés par hectare de surface exploitée.

1.2.1.2. Coût des intrants

Comme précédemment, les résultats des enquêtes ont montré que l'utilisation des intrants reste limitée dans tout le périmètre. Le coût des intrants est la totalité des coûts des semences, de traitement des semences, engrais chimiques si c'est nécessaire, des insecticides et les fumiers.

1.2.1.3. Coût de la main d'œuvre

Dans toutes les différentes étapes du processus de production du paddy, les coûts de la main d'œuvre restent constants. Seul varie le nombre des hommes nécessaires pour chaque phase du travail par hectare (rendement homme journée par hectare).

Le coût de la main d'œuvre sera invariablement intégré dans le calcul.

1.2.2. Charges d'exploitation de la station de pompage

Les charges d'exploitation de la station de pompage comprennent

- les coûts de fonctionnement de la motopompe (carburant, lubrifiant),
- l'entretien et la maintenance, et
- les salaires du personnel d'exploitation (mécanicien, magasinier, gardiens)

1.2.2.1. Coûts de fonctionnement de la motopompe

Les principaux postes de dépenses sont :

- consommation de carburant (gasoil) qui dépend de la puissance consommée par la pompe, évaluée à 24 l/ h pour la pompe utilisé dans le périmètre d'Anosivelo ;
- consommation de lubrifiants, de l'ordre de 600 ml/h.

1.2.2.2. Entretien et maintenance

Les dépenses relatives à l'entretien et à la maintenance sont équivalentes à 3,5% de la valeur d'acquisition de la pompe par année d'utilisation pendant la période d'amortissement de 10 ans.

1.2.2.3. Personnel d'exploitation

Au moins trois catégories de salariés devront être employés pour Le fonctionnement de la station. La première catégorie est constituée par les mécaniciens qui seront des Ouvriers Spécialisés. La seconde et la troisième seront formées par le magasinier (stock de carburant, de lubrifiant, de pièces détachées, etc.) et les gardiens de la station.

Les salaires du personnel seront intégrés dans les coûts de fonctionnement de la pompe et évalués à 1% des dépenses en carburant et lubrifiant.

1.3. COUT DU PROJET

L'estimation du coup du projet a été effectuée sur la base des quantités mesurées sur l'ensemble des ouvrages projetés et du bordereau des prix unitaires ajouté des montants de l'apport de bénéficiaire, de l'approvisionnement en semences améliorées et les frais d'études.

Le montant de ce projet y compris les diverses rubriques citées ci-dessus s'élève donc à

Ar 272 329 243

1.4. RECETTE D'EXPLOITATION

Les recettes d'exploitation sont par hypothèse limitées au prix du paddy produit. Outre la superficie cultivée, les recettes d'exploitation sont calculées suivant des estimations des rendements après l'aménagement (vary vatomandry 3 t/ha et vary hosy 2 t/ha) et les cours des prix de paddy de la dernière campagne 2005. Le prix de la tonne du paddy est fixé à 500.000 Ariary.

CHAPITRE 2. TAUX DE RENTABILITE INTERNE (TRI)

La détermination de cet indicateur nécessite les différents paramètres suivants :

- la Valeur Actualisée nette (VAN)
- le Gain relatif en Valeur Actualisée nette (GRVAN)

2.1.1. VAN

Le VAN est la somme de bénéfices nets durant la période considérée. Elle s'exprime par :

$$VAN = \sum_{n=0}^{10} \beta_n (1+i)^{-n}$$

Où

β_n : bénéfice net à l'année n ;

i : taux d'actualisation.

2.1.2. GRVAN

Le paramètre précédent indique si un projet est rentable ou pas sans toutefois préciser l'importance de l'apport initial. Pour cela, il nous faut calculer le GRVAN.

Sa valeur est obtenue par la relation suivante :

$$GRVAN = \frac{VAN}{D_0}$$

Dans laquelle :

VAN est la valeur actualisée nette,

Do est l'apport initial ou les dépenses à l'année 0

2.1.3. Taux de rentabilité interne (TRI)

C'est la valeur qui annule la VAN c'est à dire : VAN (TRI) = 0

Les étapes de calculs pour le calcul du TRI seront résumées dans le tableau suivant :

Tableau N°35. CALCUL DE TRI

Rubrique	Années											VAN
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Superficie	130	65	97.5	130	130	130	130	130	130	130	130	
Rendement	1.2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Production	156	195	292.5	390	390	390	390	390	390	390	390	
Différence Superficie	0	-65	-32.5	0	0	0	0	0	0	0	0	
Différence Production	0	39	136.5	234	234	234	234	234	234	234	234	
DIFFERENCE DE RECETTES	0	32 499	113 745	194 992	194 992	194 992	194 992	194 992	194 992	194 992	194 992	

DIFFERENCE DE DEPENSES												
TRI = 23.32												
Charges d'exploitatio n	-	17 301	21 148	26 817	34 454	44 810	58 957	78 446	105 542	143 585	197 552	
Investissem.	272 329											
Amortissem.		27 233	27 233	27 233	27 233	27 233	27 233	27 233	27 233	27 233	27 233	
Total dépenses	272 329	44 534	48 381	54 050	61 687	72 043	86 190	105 679	132 775	170 818	224 785	
CASH FLOW	-272 329	-12 035	65 365	140 942	133 305	122 949	108 802	89 313	62 217	24 174	-29 793	
Coef.Act.(%)												
24.00	1.000	0.806	0.650	0.524	0.423	0.341	0.275	0.222	0.179	0.144	0.116	
CF Actualisé	-272 329	-9 706	42 511	73 922	56 385	41 939	29 930	19 814	11 131	3 488	-3 467	-6 382
23.00	1.000	0.813	0.661	0.537	0.437	0.355	0.289	0.235	0.191	0.155	0.126	
	-272 329	-9 785	43 205	75 740	58 241	43 672	31 420	20 969	11 876	3 752	-3 759	3 002

Le TRI du projet s'élève à 23.32 %. Une comparaison avec les taux d'intérêt pratiqués par l'établissement de crédit permettant ainsi d'apporter une première conclusion quant à la rentabilité financière et économique du projet.

En tenant compte du taux directeur pratiqué actuellement par la banque centrale soit de 15%, le projet est financièrement rentable

CONCLUSION

Ce mémoire de fin d'études intitulé «Etudes du projet d'aménagement hydroagricole du périmètre irrigué d'Anosivelo» est une contribution à la lutte contre la pauvreté dans les milieux ruraux.

Le périmètre d'Anosivelo qui a une superficie estimée à 130 ha subit actuellement des graves problèmes au point de vue irrigation. En effet, les infrastructures hydroagricoles existants ne fonctionnent presque plus. Malgré, les exploitants peuvent pratiquer deux saisons de cultures par an en approvisionnant de l'eau par la pluie. Ce qui induit un rendement moyenne très faible de l'ordre de 1.2 t/ha.

Pour vaincre ces problèmes, on a proposé les solutions suivantes :

- Rénovation de la station de pompage (remplacement de la pompe, du moteur, et mise en place des différents équipements nécessaires)
- Réhabilitation des canaux d'irrigations constitués par un avant canal bétonné, un canal d'amené en maçonnerie de moellon et quatre canaux principaux en terre.
- Rénovation de deux bâches existantes, construction de six bâches, d'un siphon, de trois partiteurs et d'un passage busé

l'AUE devra faire des entretiens périodiques de ces infrastructures pour assurer sa durabilité. d'une part, l'entretien de la pompe et le moteur d'entraînement devra faire tout le mois, et d'autre part, le réseau d'irrigation devra entretenir au moins deux fois par an (curage,...). Chaque exploitant devra verser donc 30 kg de paddy par an pour couvrir le coût de tous ces entretiens.

Les impacts négatifs engendrés par la mise en place de ce projet sont mineurs et moyennes, contrairement aux impacts positifs qui ont des importances moyennes et majeures

Après la réhabilitation de toutes les infrastructures hydroagricoles, le rendement de la production sera estimé à 3 t/ha. C'est-à-dire une augmentation de 1.8 t/ha

D'après l'étude de la rentabilité économique, ce projet est rentable avec un taux de rentabilité interne de 23 % (supérieur au taux d'intérêt bancaire : 15%).

En guise de conclusion, ce projet d'aménagement hydroagricole du périmètre d'Anosivelo est faisable techniquement, économiquement et même sur le plan environnemental. Ainsi, sa réalisation est indispensable pour assurer l'autoconsommation en riz dans la région du Sud-Est et voire dans toute l'île.

ANNEXES

Annexe 1.	DONNEES PLUVIOMETRIQUES	92
Annexe 2.	ESTIMATION DES APPORTS	94
Annexe 3.	ETUDE DES BESOINS EN EAU	100
Annexe 4.	CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (H.M.T).....	104
Annexe 5.	STABILITE DES MURS DE SOUTENEMENT.....	106
Annexe 6.	DIMENSIONNEMENT DES CANAUX.....	119
Annexe 7.	NOTE DE CALCUL POUR LES DIMENSIONS DES PARTITEURS	120
Annexe 8.	CALCUL DU TAUX DE RENTABLEMENT INTERNE	122

ETUDES HYDROLOGIQUES

Annexe 1. DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Valeurs en mm des pluviométries moyennes mensuelles pendant 22ans

Farafangana Rr	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	No	Déc	Annuelle
1971	435.9	365.9	528.0	261.9	181.3	154.2	107.5	64.5	100.3	104.8	234.2	390.7	2 929.2
1972	250.4	209.7	355.7	187.9	526.0	82.7	216.4	337.1	107.5	253.2	190.7	173.8	2 891.1
1973	291.6	292.3	334.9	181.4	164.8	366.7	392.3	289.5	49.1	101.6	139.2	532.9	3 136.3
1974	115.9	455.3	571.2	474.8	271.8	245.9	205.1	108.0	73.1	96.0	31.2	252.9	2 901.2
1975	294.8	249.1	325.1	158.5	152.7	425.9	94.7	116.2	85.2	84.8	59.4	278.0	2 324.4
1976	218.6	197.2	185.7	301.8	227.7	363.2	92.4	150.8	88.3	268.8	31.6	236.5	2 362.6
1977	281.7	123.8	257.2	161.6	231.6	98.6	103.3	175.4	71.7	78.8	149.0	98.6	1 831.3
1978	221.5	112.0	182.3	236.3	92.2	287.3	358.3	38.6	90.6	99.5	126.9	144.3	1 989.8
1979	307.7	399.9	307.2	321.7	124.8	110.8	188.2	107.1	52.7	122.1	175.8	412.1	2 630.1
1980	220.8	247.7	578.6	194.4	195.7	125.0	308.5	170.2	38.2	49.5	60.6	281.9	2 471.1
1981	89.1	237.5	565.4	344.5	232.2	89.2	76.5	127.5	266.7	211.0	176.0	356.9	2 772.5
1982	455.0	601.2	614.4	464.4	207.9	188.8	215.8	131.1	353.2	138.1	230.0	39.4	3 639.3
1983	220.0	206.4	202.4	216.8	198.5	217.5	228.7	73.1	157.8	103.8	150.0	454.0	2 429.0
1984	615.7	691.3	662.5	334.2	125.7	141.0	69.9	203.6	131.1	157.7	261.6	122.1	3 516.4
1985	201.8	390.2	250.7	266.4	182.9	262.9	174.3	212.5	75.7	247.0	142.4	210.0	2 616.8
1986	171.1	577.5	254.7	332.8	127.8	129.3	88.1	61.8	19.5	307.0	321.9	408.4	2 799.9
1987	147.8	259.3	230.8	261.3	72.7	98.1	209.6	55.9	16.4	290.0	92.3	100.1	1 834.3
1988	308.4	135.5	240.1	144.4	141.5	191.7	226.3	90.9	68.8	166.6	292.5	405.2	2 411.9
1989	702.1	327.1	282.9	118.1	609.2	102.5	217.6	81.3	77.7	35.6	255.3	344.9	3 154.3
1991	133.3	121.5	225.8	818.9	270.2	131.1	50.9	37.8	11.3	69.0	165.3	221.9	2 257.0
1995	375.1	290.6	654.8	146.6	682.6	92.5	192.2	130.5	92.5	80.0	91.4	337.6	3 166.4
1998	166.0	495.3	311.9	188.2	92.2	200.7	202.7	160.4	48.3	107.5	44.1	95.9	2 113.2

Farafangana Rr	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septe	Octo	Nov	Déce	Année
Pmoy	237,9	317,6	310,5	278,0	232,4	186,6	182,7	132,9	94,4	144,2	155,5	268,1	2644,5
P%	10,7	12,0	14,0	10,5	8,8	7,1	6,9	5,0	3,6	5,5	5,9	10,1	100,0

Pluviométries de fréquence F

T (ans)	U_F	Ecart type
5	0,84	500,7
10	1,28	500,7

RAJAROELA Miandrisoa
Promotion 2005

Année sèche $PF=P(\text{moy an})-Uf*\text{écartype}$

T (ans)	5 ans	10 ans
P_F	2 223,9	2 003,6

Année humide $PF=P(\text{moy an})+Uf*\text{écartype}$

T (ans)		5 ans	10 ans
P_F		3 065,0	3 285,3

Pluviométrie maximale journalière

Station FARAFANGANA

Temps de retour [ans]	Fréquence	Pluie maxi journalière [mm]
10	0.9	220
25	0.96	265
50	0.98	340
100	0.99	400

Annexe 2. ESTIMATION DES APPORTS

Méthode CTGREF

➤ Formule générale

La formule s'exprime par :

$$Q_a = \frac{S}{3.15} \left(\frac{P}{B}\right)^{5/3} \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$$

Avec Q_a : débit d'écoulement moyen annuel en [l/s] ;

S : superficie du bassin versant en [Km²] ;

$P = P5s$: pluviométrie quinquennale sèche interannuelle en [mm] ;

B : paramètre régional ;

Z_m : altitude moyenne du bassin versant en [m].

CARACTERISTIQUES DU B.V

<i>Rivière</i>	<i>Superficie (km2)</i>	<i>L (km)</i>	<i>Zmax (m)</i>	<i>Zmin (m)</i>	<i>Zmoy (m)</i>	<i>I (m/km)</i>	<i>I (m/m)</i>
Manapatrana	3555	146	2070	98	1 084	13	0,013

➤ Données de base de calcul

Toutes les données relatives au bassin versant étudié sont déjà connues, il ne reste que la valeur du paramètre régionale B.

D'après ALDEGHERI en 1986, il n'existe que deux valeurs seulement pour le versant oriental. Ces valeurs correspondent respectivement au bassin de la Mangoro à Mangoro et au bassin de la Namorona à Vohiparara. Pour ce projet, on adoptera les valeurs pour le bassin versant de la Namorona à Vohiparara (c'est le bassin le plus proche).

D'où $B = 63$

Rappelons que les autres variables intervenantes dans la méthode du CTGREF sont les suivantes :

Superficie du bassin versant : $S = 3\,555 \text{ km}^2$

Altitude moyenne du bassin versant : $Z_m = 1\,084 \text{ m}$

Pluviométrie quinquennale sèche annuelle : $P5s = 2\,224 \text{ mm}$

➤ Apports moyens annuels

Les valeurs de l'apport moyen annuel pour cette méthode sont données dans le tableau suivant :

Résultat DE L'APPORT MOYEN ANNUEL (METHODE CTGREF) :

Rivière	Apport moyen annuel (l/s)	Apport annuel sec (l/s)	
		5 ans	10 ans
MANAPATRANA	126628,8	94875,8	79734,4

➤ Evaluation des apports moyens mensuels et quinquennaux secs mensuels

Le débit d'écoulement mensuel d'une rivière quelconque est donné par la formule suivante :

$$Q_{mf} = \frac{12 \times Q_{af} \times R}{100}$$

Avec Q_{mf} : apport mensuel de fréquence f exprimé en [l/s] ;

Q_{af} : apport moyen annuel pour une année de fréquence f, exprimé en [l/s] ;

Pour les apports moyens mensuels, $Q_{af} = q_a$ et pour les apports quinquennaux secs mensuels $Q_{af} = Q_{5s}$

R : coefficient de répartition mensuelle de la région.

La répartition mensuelle des apports se calcule en utilisant le coefficient de répartition trouvé par ALDEGERI. Ainsi, il a défini quatre coefficients pour déterminer la répartition mensuelle des apports dans l'ensemble des bassins versants de Madagascar, à savoir :

Les différentes valeurs du coefficient de répartition

R	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
R2	17,9	18,2	20,5	8,8	4,8	3,7	3,1	2,8	2,2	2	4,4	11,6	100
R3	13,4	14,8	15,8	9,9	6,9	5,7	5,8	6	4,4	3,6	4,5	9,2	100
R4	23,8	19	17,2	6,8	3,8	2,7	2,4	2,1	1,6	1,5	3,3	15,8	100

➤ (Source : ALDEGHERI, Etudes hydrologique des PPI de première tranche, 1986)

R1 donne ceux des hautes terres centrales

R2 pour les grands bassins sortis Nord-Ouest des hautes terres centrales

R3 pour les bordures orientales des hautes terres centrales

R4 pour les bassins du centre sud, centre ouest et bassins de la bordure occidentale des hautes terres.

Dans le cas présent c'est le coefficient R3 qui est utilisé, donc pour les bordures orientales des hautes terres où se trouve le bassin versant étudié

En introduisant les paramètres énoncés ci-dessus, ces valeurs sont :

APPORTS MOYENS mensuels ET QUINQUENNAUX secs mensuels (méthode CTEGREF)

Rivière	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Qm (l/s)	203 619,2	224 892,8	240 088,3	150 435,1	104 848,7	86 614,1	88 133,7	91 172,8	66 860,0	54 703,7	68 379,6	139 798,2	126 628,8
Q5ms (l/s)	152 560,4	168 499,5	179 884,6	112 712,5	78 557,2	64 895,1	66 033,6	68 310,6	50 094,4	40 986,4	51 233,0	104 742,9	94 875,8

Méthode de station de référence

- Formule générale

Cette méthode s'exprime par la relation :

$$Q_a = q \cdot S$$

Où Q_a : débit d'écoulement moyen annuel en l/s ;

q : débit spécifique de la station de référence en l/s/Km² ;

S : superficie du bassin versant en Km².

- Données de base de calcul

Les variables nécessaires pour le calcul sont les suivantes :

DEBITS spécifiques DE NAMORONA A VOHIPARARA :

Débit spécifique q (l/s/km²)	moyen	quinquenn al sec	décennal sec
		27	21,2

- Apports moyens annuels

Ils sont donnés dans le tableau suivant

RESULTAT DE L'APPORT MOYEN ANNUEL (METHODE STATION DE REFERENCE):

Rivière	Apport moyen annuel (l/s) q_a	Apport annuel sec (l/s)	
		5 ans (Q_{5s})	10 ans
MANAPATRANA	95985	75366	64345

- Evaluation des apports moyens mensuels et quinquennaux secs mensuels

Les apports moyens mensuels et quinquennaux secs mensuels peuvent être obtenus de la même manière que celle de la station de référence en utilisant les coefficients de répartition mensuelle d' ALDEGHERI

Ces valeurs sont résumées dans le tableau le suivant :

APPORTS MOYENS MENSUELS ET QUINQUENNAUX SECS MENSUELS (METHODE STATION DE REFERENCE)

Apport	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Qm	154 343,9	170 469,4	181 987,6	114 030,2	79 475,6	65 653,7	66 805,6	69 109,2	50 680,1	41 465,5	51 831,9	105 967,4	95 985,0
Q5ms	121 188,5	133 850,0	142 893,9	89 534,8	62 403,0	51 550,3	52 454,7	54 263,5	39 793,2	32 558,1	40 697,6	83 204,1	75 366,0

Avec :

- Qm : apports moyens mensuels
- Q5ms : apports quinquennaux secs mensuels

Annexe 3. ETUDE DES BESOINS EN EAU

Calcul des coefficients culturaux Kc

Coefficient cultural pour le « Vary Vatomandry » en supposant que le repiquage commence le 1^{er} septembre avec un étalement de repiquage de 6 semaines.

$$Kc \text{ Janv} = 4/6 * 1.10 = 0.73$$

$$Kc \text{ fev} = 4/6 * 1.10 + 2/6 * 1.10 = 1.10$$

$$Kc \text{ mars} = 4/6 * 1.05 + 2/6 * 1.10 = 1.06$$

$$Kc \text{ avril} = 4/6 * 0.95 + 2/6 * 1.05 = 1.02$$

$$Kc \text{ mai} = 4/6 * 1 + 2/6 * 1.05 = 0.98$$

$$Kc \text{ mai} = 2/6 * 0.95 = 0.32$$

$$BP = Kc \text{ ETP} - P_e$$

$$BB = \frac{BN}{E_g}$$

$$dfc = \frac{BB \times 1000}{N \times 24 \times 3600}$$

RESULTATS DES CALCULS DE BESOINS EN EAU :

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov
Pe[mm]	100	100	100	100	100	100	100	89,44	63,44	97,04	100
Kc[mm]	0,73	1,1	1,07	1,02	0,97	0,2		0,73	1,1	1,07	0,98
ETP[mm]	135	119	143	142	138	125	128	130	143	125	110
BP[mm]		30,9	53,01	44,84	33,86			5,46	93,86	36,71	7,8
MB[mm]	100	50						100	50		
RP[mm]	67	33						67	33		
ASSEC[mm]		67	33						67	33	
EN[mm]	17		33	50	50					33	50
BN[mm]	184	180,9	119,01	94,84	83,86			172,46	243,86	102,71	57,8
BN[m3/ha]	1840	1809	1190,1	948,4	838,6			1724,6	2438,6	1027,1	578
BB	3680	3618	2380,2	1896,8	1677,2			3449,2	4877,2	2054,2	1156
Nombre de jours	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30
dfc[l/s/ha]	1,4	1,5	0,9	0,7	0,6	0,0	0,0	1,3	1,9	0,8	0,4

Le débit fictif continu du mois de septembre s'élève à 1.9 l/s / ha.

BESOIN EN EAU PAR LA METHODE CROPWAT

Début de repiquage 1° Janvier

Désignation	D1	D2	D3	J1	J2	J3	F1	F2	F3	M1	M2	M3	A1	A2	A3
Besoins (mm)	20.5	81.3	85.4	18.3	18.7	21	23.7	26.5	28.2	29.6	31	31.4	27.2	19.8	10.6
Besoins (m3/ha)	205	813	854	183	183	187	210	237	265	282	296	310	314	272	198
Besoins bruts (m3/ha)	410	1626	1708	366	366	374	420	474	530	564	592	620	628	544	396
dfc(l/s/ha)	0.47	1.88	1.98	0.42	0.42	0.43	0.49	0.55	0.61	0.65	0.69	0.72	0.73	0.63	0.46

Début de repiquage 1° Août

Désignation	J1	J2	J3	A1	A2	A3	S1	S2	S3	O1	O2	O3	N1	N2	N3
Besoins (mm)	23.1	82.7	89.6	31.0	25.2	29.1	35.3	39.6	34.9	29.1	23.7	22.6	17.5	9.6	1.9
Besoins (m3/ha)	231	827	896	310	252	291	353	396	349	291	237	226	175	96	19
Besoins bruts (m3/ha)	462	1654	1792	620	504	582	706	792	698	582	474	452	350	192	38
dfc(l/s/ha)	0.53	1.91	2.07	0.72	0.58	0.67	0.82	0.92	0.81	0.67	0.55	0.52	0.41	0.22	0.04

DUREE ASTRONOMIQUE DU JOUR « H » EN HEURES

PAR MOIS LATITUDE SUD

	0°	2°	4°	6°	8°	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°
Janv	376	378	382	385	389	392	392	399	403	406	410	413	417	421	425	429
Févr	342	343	345	346	348	350	352	354	358	358	360	362	364	366	358	371
Mars	375	375	376	376	377	377	378	378	379	379	379	379	380	380	380	330
Avril	363	362	361	359	358	357	355	353	352	351	349	348	347	346	342	340
Mai	375	373	371	368	365	362	359	356	353	350	347	344	340	336	333	329
Juin	363	359	355	351	348	345	341	337	334	331	327	323	319	315	312	308
Juill	375	372	369	366	363	360	357	354	351	347	343	339	335	331	327	322
Août	375	374	372	370	368	366	364	362	360	358	356	354	352	349	346	343
Sept	363	363	362	362	362	362	361	361	361	360	360	360	359	358	358	357
Oct	375	376	377	378	379	351	381	383	385	387	388	390	302	394	396	398
Nov	362	365	368	371	374	377	380	383	386	389	392	395	399	401	405	409
Déc	375	378	382	386	390	394	397	400	404	408	412	416	421	426	434	436

Evapotranspiration de référence ETo de PENMAN-MONTEITH							
Pays :	Madagascar		Station climatique :		Farafangana		(20 ans)
Altitude :	6 mètres		Coordonnées :		22°40' LS		47°50'LE
Mois	T max °C	T min °C	Humidité relative %	Vitesse du vent Km/jour	Insolation h/jour	Radiation MJ/m ² .jour	ETo PenMon mm/jour
Janvier	28.3	22.2	85	3.0	13.4	24.1	4.36
Février	28.4	22.7	84	3.0	12.9	21.1	4.25
Mars	27.6	22.5	86	2.3	12.3	18.9	4.62
Avril	27.1	20.0	85	2.3	11.6	17.2	4.75
Mai	25.4	18.0	85	1.9	11.0	14	4.46
Juin	24.0	16.6	86	2.3	10.7	12.7	4.16
Juillet	23.6	16.4	86	2.3	10.8	13.4	4.12
Août	23.3	16.7	84	2.6	11.4	16.3	4.19
Septembre	24.3	17.9	83	3.8	12.0	19.7	1.18
Octobre	25.4	19.6	83	3.4	12.7	22.7	4.04
Novembre	26.9	21.1	85	3.8	13.2	24.0	3.68
Décembre	28.0	22.2	85	3.8	13.5	24.2	3.58
ANNÉE	26.0	19.7	85	2.9	12.3	19	1514
Pluie efficace							
Pays :	Madagascar		Station pluviométrique :		Farafangana		(20 ans)
Mois	Pluie moyenne		Pluie quinquennale sèche		Pluie efficace		
Janvier	282,9		237,9		100		
Février	317,6		267,1		100		
Mars	369,2		310,5		100		
Avril	278,0		233,8		100		
Mai	232,4		195,4		100		
Juin	186,6		156,9		100		
Juillet	182,7		153,6		100		
Août	132,9		111,8		99.4		
Septembre	94,4		79,3		63.4		
Octobre	144,2		121,3		97.0		

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

RAJAROELA Miandrisoa

Promotion 2005

Département Hydraulique

Novembre	155,5	130,8	100
Décembre	268,1	225,5	100
ANNÉE	2 644,5	2 223,9	1159,8

Annexe 4. CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (H.M.T)

C'est la différence de pression en mètre de colonne d'eau (mCL) entre l'orifice d'aspiration et de refoulement.

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$HMT = H_{géomasp} + H_{géomref} + J_{asp} + J_{ref}$$

➤ $H_{géomasp}$: c'est la dénivelée entre le niveau du crépine et le niveau de la pompe qui est égal à 6m

$H_{géomref}$: c'est la dénivelée entre le niveau de la pompe et l'axe de la conduite qui est égal à $0.35/2 = 0.175m$

Avec J_{asp} : perte de charge à l'aspiration exprimé en m

J_{ref} : perte de charge au refoulement exprimé en m

$$J_{asp} = J_{crépine} + J_{clapet} + J_{internes} + J_{conduite}$$

$$J_{crépine} = 0.3m$$

$J_{clapet} = k V^2 / 2g$ ($K = 6.6$ la vitesse pour le dimensionnement de conduite est égal à 2.70m/s)

$$D'où J_{clapet} = 1.3m$$

$J_{internes}$ est prise dans l'hypothèse = 1m

Le perte de charge linéaire dans la conduite est calculé par la formule de Darcy exprimé par:

$$j = 0.0826 \times \lambda \frac{Q^2}{D^5} \text{ Avec } Q: \text{ le débit dans la conduite, } D: \text{ le diamètre de la conduite et } \lambda \text{ sera}$$

donnée par le formule suivante:

$$\lambda = 0.0398 + \frac{0.001015}{D}, \text{ on a: } \lambda = 0.042 \text{ et } j = 0.5$$

$$J_{conduite} = 0.05 \times 6 = 0.29m$$

$$\underline{J_{asp} = 2.59M}$$

$$J_{refoulement} = J_{coude} + J_{conduite} + J_{vanne}$$

$J_{coude} = k V^2 / 2g$ ($K = 0.21$, la vitesse pour le dimensionnement de conduite est égal à 2.70m/s)

$$\underline{J_{coude} = 0.08m}$$

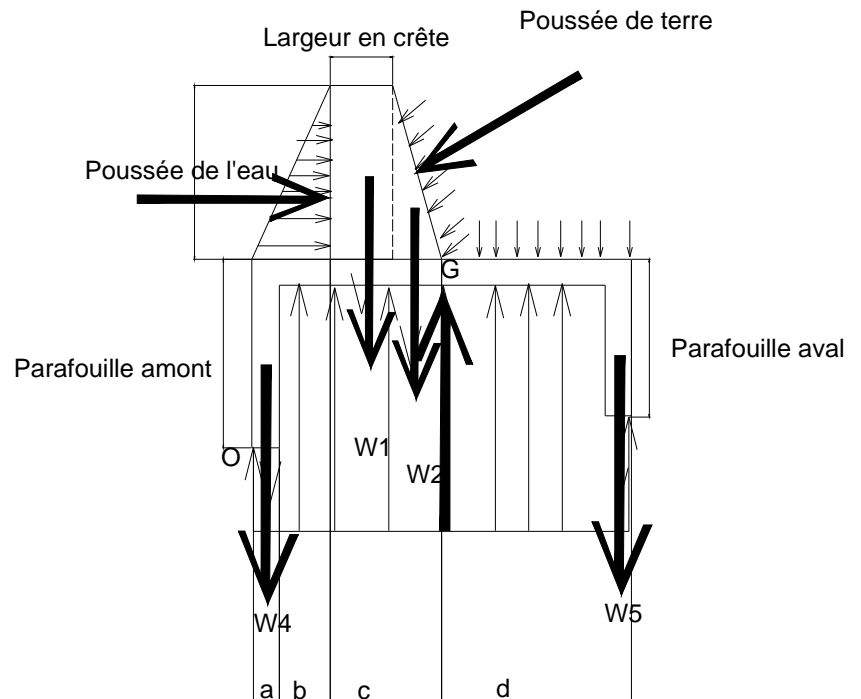
$$J_{conduite} = j \times 0.5 = \underline{0.021m}$$

$J_{vanne} = k V^2 / 2g$ ($K = 1.5$, $\alpha = 20^\circ$, la vitesse pour le dimensionnement de conduite est égal à 2.80m/s)

$J_{\text{vanne}} = 0.58\text{m}$ Après calcul, on trouve $\text{HMT} = 9.3\text{mCL}$

Annexe 5. STABILITE DES MURS DE SOUTÈNEMENT

La figure suivante montre les différentes actions agissant sur le mur :



HYPOTHESE DE CALCUL

Le poids des matériaux constitue un élément essentiel au calcul de la stabilité ; le tableau suivant représente les poids volumiques de ces matériaux.

POIDS VOLUMIQUE DES MATERIAUX EN [KG/M3]

Type	Composition	Poids volumique en [kg/m ³]
Maçonnerie ordinaire	-granite, syénites, gneiss	2480
	- calcaire	2400
	-grès	2100
Béton	- roches volcaniques	2400 - 2500
	- graviers	2240 - 2500
	-granite, syénites, gneiss	2160 - 2500
	-calcaire	2240 - 2320
	-grès	2080 - 2240

Source : V. BAUZIL- traité d'irrigation,

FORCES AGISSANTS SUR LE MUR***POUSSEE DE L'EAU***

C'est l'ensemble de la force de pression hydrostatique exercé par l'eau sur le parement amont du mur. Elle est donnée par :

Avec :

$$P = \frac{1}{2} \rho_{eau} * H^2$$

Dans lesquelles :

ρ_{eau} : masse volumique de l'eau exprimée en [kg/m³]

H: hauteur du mur exprimée en [m]

P : poussée de l'eau en [kgf]

POUSSEE DE TERRE

Sa valeur est donnée par l'expression suivante :

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_i * H^2 * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Dans laquelle :

- γ_i : le poids volumique immergé [1.6 T/m³]
- H : épaisseur du mur en [m]
- Φ : Angle de frottement interne.

LA SOUS PRESSION

C'est l'action de l'eau au niveau de la fondation. Elle varie linéairement sous la fondation. Sa valeur est donnée par l'expression :

$$U_i = \gamma_{eau} * L_b * H_i$$

Où :

L_b est la longueur du radier sous le mur en [m], et

H_i les charges amont ou aval du barrage exprimées en [m].

LE POIDS DE L'OUVRAGE

C'est l'action généralement stabilisatrice ; le poids du mur est donné par la somme des poids de toutes les parties du mur (corps, radier, parafouille,...)

La stabilité au glissement

Les forces horizontales plus précisément les poussées de l'eau et la poussée de terre ont tendance à déplacer l'ouvrage vers l'aval.

La stabilité au glissement est assurée si l'expression suivante est vérifiée :

$$Kg = \frac{\sum (W - U) \operatorname{tg} \varphi}{\sum P} \geq 1$$

Avec :

- W poids de l'ouvrage en [kg]
- U la sous pression en [kg]
- P la poussée de l'eau en [kgf]
- $\operatorname{Tg} \varphi$: le coefficient de frottement du béton sur le terrain de fondation

La stabilité au renversement

L'ouvrage sous l'effet de la poussée de l'eau et de la sous pression a tendance à se basculer vers l'aval et seul son poids agit pour le stabiliser.

La stabilité au renversement est assurée si le coefficient Kr est supérieur ou égal à 1.5.

On a

$$Kr = \frac{Ms}{Mr} \geq 1.5$$

Dans laquelle :

Ms : moment de la stabilité de toutes les forces par rapport au point à l'extrémité aval du mur

Mr : moment des forces par rapport à ce même point qui tendent à renverser l'ouvrage.

La stabilité élastique

VERIFICATION DES CONTRAINTES DU SOL DE FONDATION

Le but est de vérifier si les contraintes exercées au sol de fondation ne dépassent pas sa capacité portante admissible c'est-à-dire qu'il faut que la valeur de la contrainte maximale σ_{\max} doive être inférieure à la contrainte au sol de fondation σ_s .

Les valeurs de σ_s sont données dans le tableau ci-après :

VALEURS DES CONTRAINTES AU SOL

Nature du sol	σ_s 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 qui a été tassée et pilonnée	10
Vase et argile molle	5

Source : J.D RASOLOFONIAINA - formation dans le domaine technique en matière de MPI

La contrainte sur le sol de fondation peut être obtenue par l'expression suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\text{Avec } I = \frac{B^3}{12} \text{ et } v = \frac{B}{2}$$

$$\text{Soit enfin : } \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{6 \times M}{B^2}$$

Dans laquelle :

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,

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

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

B : la base de fondation en [m]

Stabilité à la flottaison

Elle est vérifiée si le rapport « « poids du mur- surcharge » par la sous pression est supérieur à 1.1.

Soit le coefficient :

$$Kf = \frac{\sum (W + Sc)}{\sum U} > 1.1$$

Dans la quelle :

W : forces verticales dues au poids du mur

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

$\sum U$: Sous pression

APPLICATIONS NUMERIQUES :

Pour le mur portant la conduite de captage

Hypothèses de calcul

hauteur du mur	: 6 m
Largeur de la crête du mur	: 0.7 m
Base	: 7,45 m
H amont	: 6 m
H aval	: 3 m
Largeur de la fondation	: 12,95 m
masse volumique du mur	: 2500 kg/m ³
Pesanteur (m/s ²)	: 10 s/m ²
Radier amont	: 3 m
Radier aval	: 3 m
Epaisseur radier	: 0.2 m
Parafouille amont	: 3,15 m
Parafouille aval	: 3,90 m
Epaisseur parafouille	: 0.20 m
masse volumique sol	: 2080 kg/m ³

Vérification de la règle de LANE

$C' h = l_v + (l_h/3)$

Cheminement vertical l_v (m)	13,7
Cheminement horizontal l_h (m)	12,95
Dénivelée d'eau (m)	3,00
C' calculé	6,006
C' sol de fondation	6

C' calculé > C' sol de fondation d'où **la règle de Lane est vérifiée**

3- vérifications des stabilités

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à O (m)		MOMENTS % à O (kg.m)	
Poids du mur					
W1 (massif)	15 000	dW1	3,35	MW1	35 175
W2 (massif)	50 625	dW2	5,95	MW2	301 219
W3 (radier)	6 475	dW3	6,48	MW3	41 926
W4 (parafouille amont)	1475	dW4	0,10	MW4	148
W5 (parafouille aval)	1 8500	dW5	12,85	MW5	23 773
Total W	70 925,00			Total M(W)	402 239
Poussée de l'eau					
P1	180 000	dP2	5,15	MP2	927 000
Poussée de terre					
Pterre	105 848,5			MPs	-545 120
Horizontale	101223,39		3		
Verticale	30947,10		-5,36		
Résultante (eau -P terre horizontale)	78 777	dPs		Total M(P)	381 880
Sous-pression					
U1	19 425	dU1	6,48	MU1	-125 777

Surcharge					
Sc radier amont (eau)	18 000		1.5		27000
Sc crête(homme)	180		3.00		540
Sc radier aval	31 200		11.7		365040
Total Sc	49 380				392580

Résultats obtenus

	Stabilité au glissement	Stabilité au renversement	Stabilité à la flottation
conditions	$K_g > 1$	$K_r > 1.5$	$K_f > 1.1$
Valeurs trouvées	1.67	3.104	2.542
Conclusion	Stable	Stable	Stable

Stabilité interne :

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à G (m)		MOMENTS % à O (kg.m)	
Poids du mur					
W1 (massif)	10 500	dW1	3,13	MW1	32 813
W2 (massif)	50 625	dW2	0,52	MW2	26 578
W3 (radier)	6 475	dW3	0,00	MW3	0
W4 (parafouille amont)	1 475	dW4	6,38	MW4	9 403
W5 (parafouille aval)	1 850	dW5	-6,38	MW5	-11 794
Total W	70 925			Total M(W)	57 000
Poussée de l'eau					
P2 (eau)	180 000	dP2	2,10	MP2	378 000
Poussée de terre					
Pt	105 848,5				
Horizontale Ph	101223,39	horizontale	2,10	horizontale	212 569
Verticale Pv	30947,096	verticale	0.52	verticale	152 737
Résultante (P2 – Ph)	78 777			Total M(P)	165 431

Sous-pression					
U1	19 425	DU1	0,00	MU1	0
Surcharge					
Sc radier amont (eau)	18 000	Sc radier amont (eau)	4.89	Sc radier amont (eau)	89550
Sc crête (homme)	180	Sc crête (homme)	9.95	Sc crête (homme)	1791
Sc radier aval	31 200	Sc radier aval	-5.23	Sc radier aval	-163020
Total Sc	49 380			Total Sc	-71679

Moment % à G (kg.m)	298 332
ΣN (kg)	120 305
v (m)	6,475
Moment d'inertie (m ⁴)	180,98
Section (m ²)	12,95

σ_{\max} (T/m ²)	19,96
σ_{\min} (T/m ²)	-1,38
σ_s (T/m ²)	40

En conclusion, la stabilité interne est vérifiée

Pour les 4 murs portant la fondation du bâtiment

Hypothèse de calcul

hauteur du mur	: 6 m	Radier amont	: 3,00 m
Largeur crête du mur	: 1 m	Radier aval	: 2,50 m
Base	: 5.10 m	Epaisseur radier	: 0.2 m
H amont	: 3,00 m	Parafouille	: 1,00m
		amont	
H aval	: 1,40 m (submersion exigée par la pompe)	Parafouille aval	: 2,50m
Largeur fondation	: 10,60 m	Epaisseur parafouille	: 0.20 m

masse volumique du mur : 2500 kg/m³

masse : 2080 kg/m³

volumique sol

Pesanteur (m/s²) : 10 s/m²

Descente de charge du bâtiment d'exploitation

Désignation	Type de matériaux	Dimensions				Densité de charge	Charge(kg)
		Nombre	Longueur	Largeur	Hauteur		
1/charges permanentes							
Toiture							
dalle	BA	2	2,82	4	0,1	2500	5640
poutre	BA	3	4	0,2	0,25	2500	1500
poteau	BA	4	0,2	0,2	3,3	2500	1320
auvent							
console	BA	1	1,2	0,3	0,1	2500	90
poutre	BA	1	1,2	0,2	0,25	2500	150
dalle (sol)	BA	1	5	4	0,4	2500	20000
murs	Maçonnerie(ép 20)						
murs 1		2	4	0,2	3,3	445	26,4
murs 2		2	5	0,2	3,3	445	33

pompe							
corps		1					2800
moteur		1					505
sous total							32064,4
Coef dynamique de charge							1,35
TOTAL							43286,94
2/ surcharges							
sol						500	10000
Coef dynamique de charge							1,5
TOTAL							15000
total general des charges et surcharges							58286,94
Répartition de charges totales général des charges/4							14572

Vérification de la règle de LANE

$$C' h = l_v + (l_h/3)$$

Cheminement vertical l_v (m) 6,4

Cheminement horizontal l_h (m) 10,60

Dénivelée d'eau (m) 1,60

C' calculé 6,208

C' sol de fondation 6

C' calculé > C' sol de fondation d'où la règle de Lane est vérifiée

Vérifications des stabilités

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à O (m)		MOMENTS % à O (kg.m)	
Poids du mur					
W1 (massif)	15 000,00	dW1	3,50	MW1	52 500
W2 (massif)	30 750,00	dW2	5,37	MW2	165 025
W3 (radier)	7 950,00	dW3	5,30	MW3	42 135
W4 (parafouille amont)	525,00	dW4	0,15	MW4	79
W5 (parafouille aval)	1 650,00	dW5	10,45	MW5	17 243
Total W	61 237,50			Total M(W)	276 981
Poussée de l'eau					
P1	90 000	dP2	3,00	MP2	270 000
Poussée de terre					
P terre	105 848,5				
Horizontale Ph	101223	Horizontale Ph	-4	Horizontale Ph	-404 892
Verticale Pv	30 947	Verticale Pv	3	Verticale Pv	866 516
Résultante (P1 – Ph)	-11 223			Total M(P1 – Ph)	-134 892
Sous-pression					
U1	19 425	dU1	6,48	MU1	-125 777
Surcharge					
Sc radier amont (eau)	18 000	Sc radier amont (eau)	1.5	Sc radier amont (eau)	27 000
Sc radier aval	31 200	Sc radier aval	11.7	Sc radier aval	365 040
Sc bâtiment	14 572	Sc bâtiment	3,50	Sc bâtiment	51 002
Total Sc	63 772				443 042

Résultats obtenus

	Stabilité au glissement	Stabilité au renversement	Stabilité à la flottation
conditions	$Kg > 1$	$Kr > 1.5$	$Kf > 1.1$
Valeurs trouvées	1.45	2.76	14.93
Conclusion	Stable	Stable	Stable

Stabilité interne :

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à G (m)		MOMENTS % à O (kg.m)	
Poids du mur					
W1 (massif)	10 500	dW1	3,13	MW1	32 813
W2 (massif)	50 625	dW2	0,52	MW2	26 578
W3 (radier)	6 475	dW3	0,00	MW3	0
W4 (parafouille amont)	1 475	dW4	6,38	MW4	9 403
W5 (parafouille aval)	1 850	dW5	-6,38	MW5	-11 794
Total W	70 925			Total M(W)	57 000
Poussée de l'eau					
P2 (res eau)	90 000	dP2	-1.15	MP2	-103500
Poussée de terre					
Pt	105 848				
Horizontale Ph	101 223	horizontale	2,10	horizontale	212 569
Verticale Pv	30 947	verticale	0.52	verticale	152 737
	78 777				
Résultante (P2 – Ph)				Total M(P2+Ph)	109 069
Sous-pression					
U1	19 425	DU1	0,00	MU1	0
Surcharge					
Sc radier amont (eau)	9 000	Sc radier amont (eau)	-3.8	Sc radier amont (eau)	-34200
Sc radier aval	31 200	Sc radier aval	4.05	Sc radier aval	126350
Surcharge bâtiment	14 572	Surcharge bâtiment	3.5	Surcharge bâtiment	51001
Total Sc	54 952			Total Sc	143161

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

RAJAROELA Miandrisoa

Promotion 2005

Département Hydraulique

Moment % à G (kg.m)	309 230
ΣN (kg)	103 407
v (m)	5.3
Moment d'inertie (m ⁴)	99.25
Section (m ²)	10.60

σ_{\max} (T/m ²)	26.27
σ_{\min} (T/m ²)	-6.76
σ_s (T/m ²)	40

En conclusion, la stabilité interne est vérifiée

Annexe 6. DIMENSIONNEMENT DES CANAUX

	Avant canal	Canal d'amenée	CP1	CP2	CP3	CP4
caractéristiques	Bétonné	Bétonné	terre	terre	terre	terre
m	0	0	1	1	1	1
k	60	60	30	30	30	30
b₀[m]	0.8	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5
h ₀ [m]	0.7	0.4	0.14	0.14	0.34	0.34
H(berge) [m]	0.8	0.5	0.4	0.4	0.6	0.6
Ph[m]	2.2	1.2	0.795	0.795	1.36	1.36
Sh[m ²]	0.56	0.16	0.0756	0.0756	0.252	0.252
Rh[m]	0.25	0.133	0.095	0.095	0.184	0.184
I	0.6/1000	4/1000	6.5/1000	4/1000	1/1000	1/1000
Q[m ³ /s]	0.33	0.158	0.038	0.038	0.077	0.077
Qn[m ³ /s]	0.325	0.163	0.054	0.054	0.108	0.108
DQ/Q[%]	1.71	-2.78	0.168	0.168	1.88	1.88
V[m/s]	0.59	0.99	0.503	0.503	0.307	0.307

Annexe 7. NOTE DE CALCUL POUR LES DIMENSIONS DES PARTITEURS

Données de bases :

Partiteur N°	Débits amont	Débits aval [m3/s]		largeur canal amont L	Hauteur canal [m]	
		Q1	Q2		H1	H2
1	0.325	0.054	0.271	0.8	0.4	0.5
2	0.271	0.108	0.163	0.6	0.6	0.5
3	0.163	0.108	0.054	0.5	0.6	0.4

➤ calcul de la largeur du seuil

Lorsque Q1 le débit transiter dans le canal 1 et Q2 le débit transité dans le canal 2,
Les largeurs des seuils sont obtenues par les formules utilisées sont:

$$\diamond Q_1 = mL_1\sqrt{2gh^2}^{\frac{3}{2}}$$

$$\diamond Q_2 = mL_2\sqrt{2gh^2}^{\frac{3}{2}}$$

$$\diamond L = L_1 + L_2$$

$$\diamond Q_1 / Q_2 = L_1 / L_2$$

Dans laquelle

- m : coefficient de débit qui est égale à 0.46

(Source Cours d'aménagement hydroagricole RASOLOFONIAINA J. Donné, 2004)

- L : largeur du seuil en mètres

- g : l'accélération e la pesanteur ou 0.98m/s²

- h : charge en amont du seuil

➤ Calcul de la hauteur d'eau au-dessus du seuil (h)

Elle sera calculée par la formule :

$$h = (q / (m \times l \times (2 \times 9.81)^{0.5})^2)^{2/3}$$

➤ calcul de la hauteur du seuil :

Soient H1 la hauteur du canal1 et H2 la hauteur du canal1

la hauteur du seuil (hs)est donc la différence entre la hauteur du canal et la hauteur d'eau au-dessus du seuil

$$hs = H - h$$

Résultat de calcul :

Partiteur N°	Largeur seuil [cm]		Hauteur seuil [cm]	
	l1	l2	hs1	hs2
1	13	67	11	16
2	24	36	30	13
3	27	13	30	5

Annexe 8. CALCUL DU TAUX DE RENTABLEMENT INTERNE

Bordereau des détails estimatifs

Les prix unitaires résultent d'une analyse des prix pratiqués pour ces types de travaux par des petites et moyennes entreprises locales, sous les conditions économiques du premier semestre 2005 et en tenant compte de l'importance de la mise en œuvre du projet.

B.D.E PERIMETRE ANOSIVELLO

STATION DE POMPAGE :					
Anosivello					
BATIMENT D'EXPLOITATION					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
0 - Frais généraux					
001	Installation et repli de chantier	Fft	1	900 000	900 000
Sous-total frais généraux				900000	900 000
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	54	500	27 000
102	Fouille d'ouvrage	m ³	480,6	2 000	961 200
103	Déblai ordinaire	m ³	176,1	2 200	387 420
105	Creusement canal	ml	50	3 000	150 000
Sous-total terrassement					1 525 620
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	2,7	120 000	324 000
303	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	112	220 000	24 640 000
304	Coffrage	m ²	156,8	3 500	548 800
305	Armature	kg	8960	3 000	26 880 000
307	Enduit Ordinaire	m ²	65,4	6 000	392 400
308	Chape	m ²	48,11	6 500	312 715
309	Maçonnerie de claustras	m ²	4,55	35 000	159 250
310	Maçonnerie de parpaings dosée 300kg/m ³	m ²	10,82	30 000	324 600
Sous-total maçonnerie et béton					53 581 765
V – Peinture					

501	Badigeon à la chaux en sous couche de peinture à l'eau	m ²	65,4	400	26 160
502	Peinture à l'eau pour plastique de première qualité	m ²	65,4	5 500	359 700
504	Peinture glycérophtalique	m ²	15,8	6 500	102 700
Sous-total Peinture					488 560
VI - Menuiserie métallique					
601	Porte métallique 3X2,15m	U	1	350 000	350 000
602	Fenêtre métallique 1,20X1,15	U	1	160 500	160 500
603	Echelle métallique	U	1	185 000	185 000
Sous-total Menuiserie métallique					695 500
TOTAL BATIMENT D'EXPLOITATION					57 191 445
BASSIN DE DISSIPATION					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
III - Maçonnerie et béton					
303	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	0,15	220 000	33 000
304	Coffrage	m ²	6	3 500	21 000
305	Armature	kg	12	3 000	36 000
307	Enduit	m ²	7,20	6 000	43 200
308	Chape	m ²	1	6 500	6 500
Sous-total maçonnerie et béton					139 700
TOTAL BASSIN DE DISSIPATION					139 700

CANALISATIONS ET ACCESSOIRES					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
1000	fourniture et pose de Canalisation BIOROC DN350 avec les accessoires et toutes sujétions	ml	20	130 000	2 600 000
1010	fourniture et pose de coude	U	4	850 000	3 400 000

	en fonte DN350 avec les accessoires et toutes sujétions				
1020	fourniture et pose de brides BE en fonte DN350 avec les accessoires et toutes sujétions	U	3	950 000	2 850 000
1030	fourniture et pose de manchettes à brides en fonte DN350 avec les accessoires et toutes sujétions	U	2	450 000	900 000
1040	fourniture et pose de brides BU en fonte DN350 avec les accessoires et toutes sujétions	U	2	1 800 000	3 600 000
Sous-total					13 350 000

EQUIPEMENTS					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
2000	fourniture et pose de clapet anti- retour en fonte DN350 avec les accessoires et toutes sujétions	U	1	5 450 000	5 450 000
2010	fourniture et pose de crépine d'aspiration	U	1	1 500 000	1 500 000
	en fonte DN350 avec les accessoires et toutes sujétions				
2020	fourniture et pose de joint de démontage en fonte DN 350 avec les accessoires	U	1	1 350 000	1 350 000

	et toutes sujétions				
2030	fourniture et pose de vanne de refoulement en fonte DN 350 avec les accessoires et toutes sujétions	U	1	2 250 000	2 250 000
2040	fourniture et pose de Groupe moto pompe Q= 1000m3/h HMT = 15m	U	1	44 500 000	44 500 000
2050	fourniture des pièces de rechanges	Ens	1	4 000 000	4 000 000
Sous-total					59 050 000
TOTAL CANALISATIONS ET EQUIPEMENTS					72 400 000

OUVRAGE DE PRISE					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	30,42	500	15 210
102	Fouille d'ouvrage	m ³	301	2 000	602 000
Sous-total terrassement					617 210
III - Maçonnerie et béton					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
301	Béton de propriété	m ³	2,7	120 000	324 000
303	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	36	220 000	7 920 000
304	Coffrage	m ²	177,7	3 500	621 950
305	Armature	kg	2880	3 000	8 640 000
306	Gabion	m ³	20	60 000	1 200 000
307	Enduit	m ²	16,26	6 000	97 560
Sous-total maçonnerie et béton					18 803 510
VI - Menuiserie métallique					
601	Grillage	m ²	2,2	12 000	26 400
604	Vanne à volant en crémaillère de 0,71 x 1.85	U	1	2 100 000	2 100 000

Sous-total Menuiserie métallique	2 126 400
TOTAL OUVRAGE DE PRISE	21 547 120
TOTAL STATION DE POMPAGE	151 138 565
TVA 20%	30 227 713
MONTANT STATION DE POMPAGE TTC	181 366 278

OUVRAGE SUR CANAUX

N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
0 - Frais généraux					
001	Installation et repli de chantier	Fft	1	3 500 000	3 500 000
Sous-total frais généraux				3500000	3 500 000
REHABILITATION DU REGARD AU PM 0,00					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	6	600	3 600
Sous-total terrassement					3 600
III - Maçonnerie et béton					
307	Enduit	m ²	11,8	6 000	71 040
308	Chape	m ²	4,8	7 000	33 600
Sous-total maçonnerie et béton					104 640
TOTAL REGARD					108 240
CONSTRUCTION DU CANAL BETONNE DE 75M					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	180	600	108 000
102	Fouille d'ouvrage	m ³	74,3	3 000	222 750
Sous-total terrassement					330 750
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	5,6	120 000	675 000
302	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m3	m ³	32,6	190 000	6 198 750
304	Coffrage	m ²	127,5	4 000	510 000

307	Enduit	m ²	157,5	6 000	945 000
308	Chape	m ²	60	7 000	420 000
Sous-total maçonnerie et béton					8 748 750
TOTAL CANAL BETONNE					9 079 500
REHABILITATION DE L'OUVRAGE					
PARTITEUR N°1 CP1					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
III - Maçonnerie et béton					
307	Enduit	m ²	4,5	6 000	27 132
308	Chape	m ²	4,0	7 000	27 965
Sous-total maçonnerie et béton					55 097
IV - Equipement divers					
404	Vannette 0,65x0,60	U	1	1 700 000	1 700 000
407	Vannette 0,35x0,50	U	1	1 150 000	1 150 000
Sous-total équipement divers					2 850 000
TOTAL PARTITEUR N°1					2 905 097
REHABILITATION DE L'OUVRAGE SIPHON					
AUPM 80					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
III - Maçonnerie et béton					
303	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	0,1	220 000	17 820
304	Coffrages	m ²	1,6	4 000	6 400
305	Armature	kg	8,1	6 000	48 600
307	Enduit	m ²	36,7	6 000	220 130
308	Chape	m ²	9,9	7 000	69 405
Sous-total maçonnerie et béton					362 355
TOTAL SIPHON					362 355
REHABILITATION PARTITEUR N°2: JONCTION CP2 ET					
CP4 APRES SIPHON					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
III - Maçonnerie et béton					
307	Enduit	m ²	10,9	6 000	65 280
308	Chape	m ²	5,7	7 000	39 690
Sous-total maçonnerie et béton					104 970

IV - Equipement divers					
404	Vannette 0,65x0,60	U	2	1 700 000	3 400 000
Sous-total équipement divers					3 400 000
TOTAL JONCTION CP2 ET CP4					3 504 970
REHABILITATION DE L'OUVRAGE					
PARTITEUR N°3					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
III - Maçonnerie et béton					
307	Enduit	m ²	13,3	6 000	79 716
308	Chape	m ²	6,6	7 000	46 305
Sous-total maçonnerie et béton					126 021
IV - Equipement divers					
404	Vannette 0.35x0.20	U	1	1 700 000	1 700 000
406	Vannette 0.25x0.30	U	1	1 400 000	1 400 000
Sous-total équipement divers					3 100 000
TOTAL PARTITEUR N°2					3 226 021
REHABILITATION DE L'OUVRAGE BÂCHE					
N°1 CP1					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
102	Fouille d'ouvrage	m ³	1,9	3 000	5 616
Sous-total terrassement					5 616
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	0,2	120 000	18 720
302	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m3	m ³	0,6	190 000	118 560
306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	1,5	110 000	160 160
307	Enduit	m ²	125,5	6 000	753 108
308	Chape	m ²	64,9	7 000	454 111
Sous-total maçonnerie et béton					1 504 659
TOTAL BACHE N°1					1 510 275
CONSTRUCTION CANAL MACONNE SUR					
CP2 : L+70M					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					

102	Fouille d'ouvrage	m ³	47,3	3 000	141 750
Sous-total terrassement					141 750
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	3,2	120 000	378 000
306	Maçonnerie de moellons [300kg/m3]	m ³	40,6	110 000	4 466 000
307	Enduit	m ²	70,0	6 000	420 000
308	Chape	m ²	91,0	7 000	637 000
Sous-total maçonnerie et béton					5 901 000
TOTAL CANAL MACONNE DE 70ML					6 042 750

CONSTRUCTION BÂCHE N°3 DE 26,55M					
SUR CP2 :					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
102	Fouille d'ouvrage	m ³	5,6	3 000	16 907
Sous-total terrassement					16 907
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	0,4	120 000	47 724
303	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	7,7	220 000	1 690 975
304	Coffrage	m ²	94,9	4 000	379 540
305	Armature	kg	768,6	6 000	4 611 750
306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	7,9	110 000	865 040
307	Enduit	m ²	88,8	6 000	533 040
308	Chape	m ²	24,9	7 000	173 971
Sous-total maçonnerie et béton					8 302 040
TOTAL BACHE N°3					8 318 947
CONSTRUCTION TÊTES D'OUVRAGE BUSE SUR					
CP1 : PM 280					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
102	Fouille d'ouvrage	m ³	5,6	3 000	16 824
Sous-total terrassement					16 824
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté à dosé 150 kg/m3	m ³	0,3	120 000	37 200

306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	3,5	110 000	388 568
307	Enduit	m ²	9,2	6 000	55 440
308	Chape	m ²	5,0	7 000	34 860
Sous-total maçonnerie et béton					516 068
TOTAL PASSAGE BUSE					532 892

CONSTRUCTION D'OUVRAGE BACHE N°2					
SUR CP1 : PM 350					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
102	Fouille d'ouvrage	m ³	4,5	3 000	13 560
Sous-total terrassement					13 560
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté à dosé 150 kg/m3	m ³	0,2	120 000	23 280
303	Béton armé à dosé 350 kg/m3	m ³	1,8	220 000	393 844
304	Coffrage	m ²	25,6	4 000	102 480
305	Armature	kg	179,0	6 000	1 074 120
306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	2,7	110 000	298 144
307	Enduit	m ²	15,4	6 000	92 472
308	Chape	m ²	5,1	7 000	35 700
Sous-total maçonnerie et béton					2 020 040
TOTAL BÂCHE N°2					2 033 600
CONSTRUCTION DALOT SUR CP1 : PM 780					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
102	Fouille d'ouvrage	m ³	16,0	3 000	48 048
Sous-total terrassement					48 048
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté à dosé 150 kg/m3	m ³	0,7	120 000	82 800
303	Béton armé à dosé 350 kg/m3	m ³	1,6	220 000	344 960
304	Coffrage	m ²	3,5	4 000	14 000
305	Armature	kg	156,8	6 000	940 800

306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	8,0	110 000	880 836
307	Enduit	m ²	16,1	6 000	96 348
308	Chape	m ²	10,2	7 000	71 400
Sous-total maçonnerie et béton					2 431 144
TOTAL DALOT					2 479 192
OUVRAGES SUR CP3					
CONSTRUCTION BÂCHEN⁵ DE 68M SUR					
CP3 : PM 72					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
102	Fouille d'ouvrage	m ³	3,5	3 000	10 404
Sous-total terrassement					10 404
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté à dosé 150 kg/m3	m ³	0,3	120 000	30 960
303	Béton armé à dosé 350 kg/m3	m ³	14,6	220 000	3 211 560
304	Coffrage	m ²	209,9	4 000	839 520
305	Armature	kg	1459,8	6 000	8 758 800
306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	0,9	110 000	102 960
307	Enduit	m ²	172,6	6 000	1 035 360
308	Chape	m ²	96,9	7 000	678 020
Sous-total maçonnerie et béton					14 657 180
TOTAL BÂCHE N⁵					14 667 584
REHABILITATION CANAL BETONNE SUR					
BUSE : PM 780					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	27	600	16 200
Sous-total terrassement					16 200
III - Maçonnerie et béton					
307	Enduit	m ²	6,3	6 000	37 800
308	Chape	m ²	3,2	7 000	22 050
Sous-total maçonnerie et béton					59 850
TOTAL CANAL BETONNE SUR BUSE					76 050

OUVRAGES SUR CP4					
REHABILITATION BÄCHE N°6 DE 4,50M :					
PM 325					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	14	600	8 400
Sous-total terrassement					8 400
III - Maçonnerie et béton					
307	Enduit	m ²	15,3	6 000	91 920
Sous-total maçonnerie et béton					91 920
TOTAL BACHE N°6					100 320
CONSTRUCTION BÄCHE N°7 DE 30M :					
PM 730					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	120	600	72 000
102	Fouille d'ouvrage	m ³	5,6	3 000	16 908
Sous-total terrassement					88 908
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	0,5	120 000	56 160
303	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	7,0	220 000	1 542 750
304	Coffrage	m ²	105,9	4 000	423 760
305	Armature	kg	701,3	6 000	4 207 500
306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	12,1	110 000	1 334 025
307	Enduit	m ²	79,6	6 000	477 360
308	Chape	m ²	25,7	7 000	179 900
Sous-total maçonnerie et béton					8 221 455
TOTAL BACHE N°7					8 310 363

CONSTRUCTION BÂCHE N°8 DE 7,6M :					
PM 1930					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	45	600	27 000
102	Fouille d'ouvrage	m ³	2,4	3 000	7 056
Sous-total terrassement					34 056
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté à dosé 150 kg/m3	m ³	0,1	120 000	13 440
303	Béton armé à dosé 350 kg/m3	m ³	2,4	220 000	532 180
304	Coffrage	m ²	30,7	4 000	122 720
305	Armature	kg	241,9	6 000	1 451 400
307	Enduit	m ²	30,7	6 000	184 320
308	Chape	m ²	6,80	7 000	47 600
Sous-total maçonnerie et béton					2 351 660
TOTAL BACHE N°8					2 385 716
CONSTRUCTION D'OUVRAGE BACHE N°4					
SUR CP2 : PM 252					
N°	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
I – Terrassement					
102	Fouille d'ouvrage	m ³	4,5	3 000	13 560
Sous-total terrassement					13 560
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté à dosé 150 kg/m3	m ³	0,2	120 000	23 280
303	Béton armé à dosé 350 kg/m3	m ³	1,8	220 000	393 844
304	Coffrage	m ²	25,6	4 000	102 480
305	Armature	kg	179,0	6 000	1 074 120
306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	2,7	110 000	298 144
307	Enduit	m ²	15,4	6 000	92 472
308	Chape	m ²	5,1	7 000	35 700
Sous-total maçonnerie et béton					2 020 040
TOTAL BACHE N°2					2 033 600
TOTAL GENERAL					71 177 473

RECAPITULATION POUR LES OUVRAGES					
SUR CANAUX					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
0 - Frais généraux					
0	Installation et repli de chantier	Fft	1	3 500 000	3 500 000
Sous-total frais généraux				3500000	3 500 000
I – Terrassement					
101	Décapage et débroussaillage	m ²	392	600	235 200
102	Fouille d'ouvrage	m ³	171,1	3 000	513 383
Sous-total terrassement					748 583
III - Maçonnerie et béton					
301	Béton de propreté à dosé 150 kg/m3	m ³	11,6	120 000	1 386 564
302	Béton ordinaire à dosé 300 kg/m3	m ³	33,2	190 000	6 317 310
303	Béton armé à dosé 350 kg/m3	m ³	36,9	220 000	8 127 933
304	Coffrage	m ²	625,2	4 000	2 500 900
305	Armature	kg	3694,5	6 000	22 167 090
306	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m3	m ³	79,9	110 000	8 793 877
307	Enduit	m ²	879,7	6 000	5 277 938
308	Chape	m ²	429,6	7 000	3 007 277
Sous-total maçonnerie et béton					57 578 890
IV - Equipement divers					
402	Vannette 0,65x0,60 m	U	4	1 700 000	6 800 000
403	Vannette 0,45x0,60 m	U	1	1 400 000	1 400 000
404	Vannette 0,35x0,50 m	U	1	1 150 000	1 150 000
Sous-total équipement divers					9 350 000
TOTAL GENERAL HT					71 177 473
TVA 20%					14 235 495
MONTANT OVRAGES TTC					85 412 967

REHABILITATION DES CABNAUX					
N	Désignation	Unité	Qté	PU HT (Ar)	Montant (Ar)
105	Creusement canal	ml	250	3 200	800 000
106	Regabaritage de canaux	ml	2500	1 900	4 750 000
Sous-total terrassement					5 550 000

COÛT TOTAL DU PROJET

Désignation	Montant (Ar)
Sous totale Station de pompage	181 366 276
Sous totaux ouvrages sur canaux	85 412 967
Sous total réhabilitation des canaux	5 550 000
Coût du projet TTC	272 329 243

Calcul du TRI

Le TRI est la valeur qui annule le GRVAN. Pour le faire donc, on doit trouver deux valeurs actualisées de signes différents pour pouvoir le déterminer.

Le résultat du tableau présenté dans le corps du devoir nous a donné deux valeurs actualisées respectivement aux taux d'actualisation de 24 % et de 23 % de 6 382 et de 3 002.

le TRI se trouve alors entre ces deux taux d'actualisation et sa détermination nécessite la pratique de la méthode d'interpolation linéaire :

taux	24 %	TRI %	23 %
Valeurs actualisées	- 6 382	0	3 002

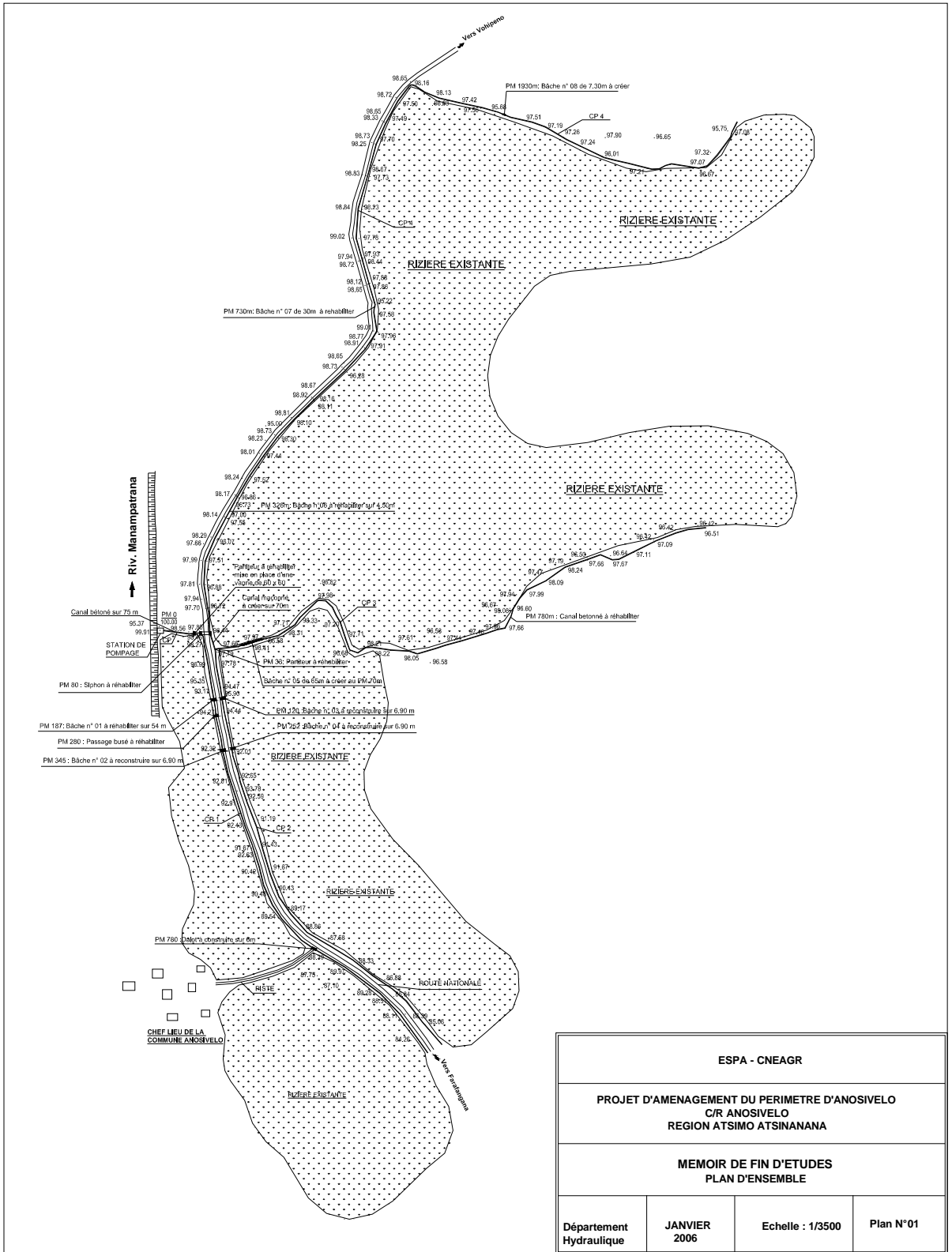
$$\frac{24-23}{-6382-3002} = \frac{24-TRI}{-6382}$$

d'où :

Soit donc, RI= 23.32 %

BIBLIOGRAPHIE

- 1- FAO et OMM, Manuel de Formation, Application des données climatiques à la planification et à la gestion efficace de l'irrigation.
- 2- G REMINERAS, 1976, L'hydrologie de l'Ingénieur,
- 3- J VERDIER et J-L MILO, Techniques rurales en Afrique, 1992, Maintenance des périmètres irrigués, Editions du Ministère de la coopération et du développement.
- 4- Jan Donné RASOLOFONIAINA, Document de base, FID, Février 2003, Formation dans le domaine de technique en matière de micro-périmètre irrigué.
- 5- Jean Donné RASOLOFONIAINA, Cours d'aménagement hydroagricole, 4^{ème} année, 2004
- 6- Jean Donné RASOLOFONIAINA, 2004, Document de base, FID, Février 2004 Formation en technique d'adduction d'eau potable (AEP) ;
- 7- Louis Duret, 1976, Estimation des débits de crues à Madagascar
- 8- M. ALDHEGERI, Rapport définitif, Novembre 1986, Etudes hydrologiques des PPI de la première tranche.
- 9- Nguyu VAN TUU, 1981, Hydraulique routière, BCEOM.
- 10- Chaperon, J. Dauloux, L. Ferry Doris, 1993, Fleuves et Rivières de Madagascar, ORSTOM,
- 11- POIRRE M et OLLIEC C, 1971, Irrigation, les réseaux d'irrigation, théorie, technique et économique des arrosages..
- 12- SOGREAH, Les pompes et les stations de pompages, Ministère de la coopération (République française) 1968, 189 pages.
- 13- Savaivo, formation en Etude d'Impact Environnemental pour les prestataires de PSDR dans les 6 provinces de Madagascar, Mai 2003



ESPA - CNEAGR			
PROJET D'AMENAGEMENT DU PERIMETRE D'ANOSIVELO C/R ANOSIVELO REGION ATSIMO ATSIANANA			
MEMOIR DE FIN D'ETUDES PLAN D'ENSEMBLE			
Département Hydraulique	JANVIER 2006	Echelle : 1/3500	Plan N°01

Nom : RAJAROELA

Prénom : Mianadrisoa

Titre : ETUDES DU PROJET D'AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DU PERIMETRE IRRIGUE D'ANOSIVELO CR Anosivelo district Farafangana-Région Atsimo Atsinanana-Province de Fianarantsoa.

Nombre des pages : 137

Nombre des tableaux : 35

Nombre des figures : 07

Nombre des annexes : 06

RESUME

Le présent mémoire de fin d'études entre dans le cadre de l'amélioration de la production rizicole du périmètre d'Anosivelo dont la superficie est de 130 ha. Le projet consiste en une irrigation par pompage de la rivière Manapatrana.

L'étude socio-organisationnelle de la zone d'étude et le diagnostic de la situation actuelle de l'aménagement sont les bases du concept du projet.

L'étude hydrologique qui englobe l'étude pluviométrique, l'estimation de débit de crue, l'étude des besoins en eau ainsi que l'estimation des apports a permis la connaissance du débit de pompage (0.270 m³/s).

L'étude des aménagements est consacrée à la détermination des travaux conditionnant la réalisation du projet.

L'étude d'impact environnemental met en valeur les impacts positifs par rapport aux impacts négatifs qui sont d'importances moyenne et majeur.

L'étude économique du projet déduit que le coût du projet est estimé à **Ar 272 329 243** incluant les 15% en apport bénéficiaires.

Suite à la bonne maîtrise de l'eau, le rendement de la production va passer de 1.2 t/ha à 3 t/ha soit un gain de 1.8 t/ha. D'où ce projet est rentable avec un taux de 23%

Mots clés : périmètre, débit, pompe, besoin en eau, apport, aménagement hydroagricole, TRI.

Directeur de mémoire : Jean Donné RASOLOFONIAINA

Adresse de l'auteur : Miandrisoa RAJAROELA

Logement IIIQ 36 Andoharano Tsimbazaza, Antananarivo 101

Tel : 033 14 324 78