
LISTE DES ABRÉVIATIONS

Ar	Ariary
AUE	Association des Usagers de l'Eau
BCEOM	Bureau Central d'Étude pour les équipements d'Outre-Mer
C.I.N.	Carte d'Identité Nationale
CNEAGR	Centre National d'Études et d'Applications du Génie Rural
CSB	Centre de Santé de Base
CTGREF	Centre Technique de Génie Rural et des Eaux et Forêts
dfc	débit fictif continu
ETP	Evapotranspiration Potentielle
FAO	Food and Agricultural Organization
Fig	Figure
FTM	Foiben -Taotsaritan'I Madagasikara
GRVAN	Gain Relatif à la Valeur Actualisée Nette
INE	Impact Négatif lors de la phase d'exploitation
INP	Impact Négatif lors de la phase de préparation
IPE	Impact Positif lors de la phase d'exploitation
IPP	Impact Positif lors de la phase de préparation
MECIE	Mise en Compatibilité des Investissements Environnementaux
ORSTOM	Organisme de Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer
PGEP	Plan de Gestion Environnemental du Projet
PHEC	Plus Hautes Eau de Crue
PM	Point Métrique
p.n.	Paysage naturel
PPI	Petit Périmètre Irrigué
PSDR	Projet de Soutien au Développement Rural
SOGREAH	Société Grenobloise d'Études et Applications Hydrauliques
SOMEAH	Société Malgache d'Études et Applications Hydrauliques
SRI	Système de Riziculture Intensif
RI	Règlement Interne
RN	Route Nationale
TRI	Taux de Rentabilité Interne
TVA	Taxe sur la Valeur Ajoutée
UPEP	Unité Provinciale d'Exécution de Projet
USA	United States of America
u.m.	unité monétaire
VAN	Valeur Actualisée Nette

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU N°1.RÉPARTITION DE LA POPULATION – FOKONTANY AMBODIVOHITRA EN 2003.....	7
TABLEAU N°2.PRODUCTION RIZICOLE DANS LA COMMUNE D'IKALAMAVONY	8
TABLEAU N°3.PRODUCTION SUR LES AUTRES CULTURES S DANS LA COMMUNE ..	8
TABLEAU N°4.SITUATION DE L'ÉLEVAGE DANS LA COMMUNE D'IKALAMAVONY	9
TABLEAU N°5.CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT AU DROIT DU BARRAGE	12
TABLEAU N°6.PLUVIOMÉTRIE DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES A LA STATION DE FIANARANTSOA [MM].....	13
TABLEAU N°7.PLUVIOMÉTRIES MAXIMALES JOURNALIÈRES DE DIFFÉRENTES FREQUENCES.....	14
TABLEAU N°8.LES DÉBITS DE CRUE AU DROIT DU BARRAGE – METHODE DE LOUIS DURET.....	17
TABLEAU N°9.LES DÉBITS DE CRUE AU DROIT DU BARRAGE –METHODE ORSTOM	17
TABLEAU N°10.LES RÉSULTATS DE L'ESTIMATION DES CRUES.....	18
TABLEAU N°11.APPORTS INTERRANNUELS À LA STATION DE MAHATSIATRA À MALAKIALINA.....	18
TABLEAU N°12.APPORTS INTERRANNUELS AU DROIT DU BARRAGE : STATION DE REFERENCE	18
TABLEAU N°13.LE COEFFICIENT DE RÉPARTITION MENSUEL D'ALDEGHERI.....	19
TABLEAU N°14.APPORTS MENSUELS SECS DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES EN [L/S]	19
TABLEAU N°15.APPORTS INTERRANNUELS AU DROIT DU BARRAGE : METHODE DE CTGREF	20

TABLEAU N°16.APPORTS MENSUELS SECS DE DIFFERENTES FREQUENCES EN [L/S] AU DROIT DU BARRAGE - METHODE DE CTGREF	20
TABLEAU N°17.APPORTS QUINQUENNAUX SECS MENSUELS AU DROIT DU BARRAGE EN [L/S]	21
TABLEAU N°18.APPORTS DECENNAUX SECS MENSUELS AU DROIT DU BARRAGE EN [L/S]	21
TABLEAU N°19.LES VALEURS DES PLUIES EFFICACES.....	22
TABLEAU N°20.EVAPOTRANSPIRATION - CROPWAT	23
TABLEAU N°21.CALENDRIER CULTURAL.....	26
TABLEAU N°22.BESOIN EN EAU – CROPWAT : FRÉQUENCE QUINQUENNALE.....	27
TABLEAU N°23.BESOIN EN EAU – FORMULE CLASSIQUE : FRÉQUENCE QUINQUENNALE.....	27
TABLEAU N°24.COMPARAISON DES DEUX RÉSULTATS	27
TABLEAU N°25.LES DÉBITS FICTIFS CONTINUS MAX.	29
TABLEAU N°26.ADÉQUATION RESSOURCE BESOIN : CROPWAT	30
TABLEAU N°27.ADÉQUATION RESSOURCE BESOIN : MÉTHODE DE LA PRATIQUE CULTURALE	30
TABLEAU N°28.QUELQUES VARIÉTÉS COURANTES (RIZ)	33
TABLEAU N°29.QUELQUES VARIÉTÉS COURANTES (SOJA)	36
TABLEAU N°30.LES DIMENSIONS RETENUES DU BARRAGE	49
TABLEAU N°31.POIDS DES MURS EN RIVE GAUCHE ET DROITE.....	50
TABLEAU N°32.POUSSÉE DE L'EAU.....	50
TABLEAU N°33.POUSSÉE DE TERRE.....	50
TABLEAU N°34.SECTION DES CANAUX D'IRRIGATION	52
TABLEAU N°35.DIMENSIONS ET LOCALISATION DES BÂCHES.....	52

TABLEAU N°36.POIDS DE CHAQUE PILE DES BÂCHES.....	53
TABLEAU N°37.POUSSÉE DE TERRE.....	54
TABLEAU N°38.COEFFICIENT DE STABILITÉ DES MURS (GLISSEMENT ET RENVERSEMENT)	54
TABLEAU N°39.CARACTÉRISTIQUE DU BASSIN VERSANT DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION	55
TABLEAU N°40.DÉBIT DE CRUE AU DROIT DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION – FORMULE RATIONNELLE.....	55
TABLEAU N°41. DIMENSIONS DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION.....	56
TABLEAU N°42.RÉCAPITULATION DES COÛTS ESTIMATIFS DES TRAVAUX.....	58
TABLEAU N°43.MEMBRE DU BUREAU DE L'ASSOCIATION.....	60
TABLEAU N°44.LES TRAVAUX À RÉALISER	62
TABLEAU N°45. LES GRANDES PHASES D'ACTIVITÉS DU PROJET	65
TABLEAU N°46.IDENTIFICATION DES IMPACTS.....	66
TABLEAU N°47.EXPLICATION DES NOTES :.....	67
TABLEAU N°48.EVALUATION DES IMPACTS NÉGATIFS	68
TABLEAU N°49.: EVALUATION DES IMPACTS POSITIFS	71
TABLEAU N°50.: LES MESURES D'ATTÉNUATIONS	73
TABLEAU N°51.PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL.....	74
TABLEAU N°52.SITUATION AVANT ET APRÈS PROJET	76
TABLEAU N°53.CALCUL DU TRI.....	79

LISTE DES FIGURES

FIGURE.1.PRÉSENTATION DE LA ZONE PAR RAPPORT À MADAGASCAR.....	5
FIGURE.2.PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE PAR RAPPORT À LA CARTE FTM M – 52	6
FIGURE.3.SOL DE FONDATION DU BARRAGE	44
FIGURE.4.CARACTÉRISTIQUES ET FORCES AGISSANT SUR LE BARRAGE.....	44

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	4
DÉCLARATION SUR L'HONNEUR.....	5
LISTE DES ABRÉVIATIONS.....	6
LISTE DES TABLEAUX.....	7
LISTE DES FIGURES.....	10
SOMMAIRE.....	11
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1. PRESENTATION DES DONNEES PHYSIQUES DE LA ZONE D'ETUDE.....	2
1.1.LOCALISATION DE LA ZONE	2
1.1.1.Situation géographique	2
1.1.2.Accessibilité dans la zone	2
1.2.RELIEF DE LA ZONE	2
1.3.CLIMAT	3
1.4.PEDOLOGIE DU TERRAIN	3
1.5.VÉGÉTATION ET OCCUPATION DU SOL	3
1.6.FAUNE	4
1.7.HYDROGRAPHIE	4
CHAPITRE 2.DONNEES AGRO SOCIO ECONOMIQUES.....	7
2.1.SITUATION DÉMOGRAPHIQUE	7
2.2.INFRASTRUCTURES ET EQUIPEMENTS.....	7
2.2.1.Équipements scolaires.....	7
2.2.2.Equipements sanitaires	7
2.3.ACTIVITES ECONOMIQUES ET SOURCES DE REVENU	8
2.3.1.Agriculture.....	8
2.3.2.Élevage.....	8
2.3.3.Source de revenu.....	9
2.4.PROBLEMES RENCONTRES	9
2.4.1.Absence de centre de collecte régulier	9

2.4.2. Insécurité	9
2.4.3. Non maîtrise de l'eau	10
CHAPITRE 3. DONNEES DE BASE TECHNIQUES.....	11
3.1. ÉTUDE DU BASSIN VERSANT	11
3.1.1. Caractéristiques du bassin versant	11
3.1.2. Caractéristiques du bassin versant de Mahaseza	12
3.2. ETUDE PLUVIOMETRIQUE	12
3.2.1. But	12
3.2.2. Station pluviométrique	13
3.2.3. Données pluviométriques	13
3.3. ESTIMATION DES CRUES	14
3.3.1. Méthode rationnelle	15
3.3.2. Méthode de Louis DURET	16
3.3.3. Méthode ORSTOM DANS « Fleuves et rivières de Madagascar ».....	17
3.3.4. Synthèse	17
3.4. ESTIMATION DES APPORTS	18
3.4.1. Méthode de station de référence	18
3.4.2. Apports mensuels de différentes fréquences	19
3.4.3. Méthode de CTGREF	20
3.4.4. Synthèse	21
CHAPITRE 4. ETUDES DES BESOINS EN EAU.....	22
4.1. PLUIE EFFICACE	22
4.2. EVAPOTRANSPIRATION	22
4.3. COEFFICIENT CULTURAL	23
4.4. BESOIN EN EAU DE LA PLANTE	23
4.4.1. Besoins en eau correspondant aux pratiques culturelles	24
4.4.2. Besoin net	25
4.4.3. Besoin pratique	25
4.4.4. Débit fictif continu DFC	26
4.4.5. Calendrier culturel	26
4.4.6. Synthèse	26
4.5. ADÉQUATION RESSOURCE - BESOIN	29
Apports disponibles [l/s].....	30
4.5.1. Main d'eau	31
4.5.2. Débit d'équipement qe	31
4.5.3. Débit nominal qn.....	31

CHAPITRE 5. ETUDES AGRONOMIQUES.....	32
5.1.RIZ	32
5.1.1.Botanique	32
5.1.2.Maladies et ennemis	33
5.1.3.Engrais pour le riz.....	34
5.2.SOJA	34
5.2.1.Botanique	34
5.2.2.Ecologie	35
5.2.3.Culture	36
5.2.4.Maladies et ennemis	37
CHAPITRE 6.ETUDES DES AMENAGEMENTS.....	38
6.1.DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE	38
6.1.1.Description du périmètre	38
6.1.2. Infrastructures existantes	38
6.2.DESCRIPTION DES AMENAGEMENTS PROPOSES	39
6.3.CONCEPTION ET DIMENsIONNEMENT DES OUVRAGES	39
6.3.1. Barrage adéquat au projet	39
6.3.2.Calage hydraulique.....	51
6.3.3.Bâches	52
6.3.4.Ouvrage de réalimentation	55
Largeur en crête [m].....	56
6.4.COÛT ESTIMATIF DES TRAVAUX	57
CHAPITRE 7.ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DE PROJET.....	59
7.1. INTRODUCTION	59
7.2.MISE EN CONTEXTE DU PROJET	59
7.2.1.Présentation du PSDR.....	59
7.2.2.Présentation de l'association	60
7.3.DESCRIPTION DU MILIEU RÉCEPTEUR	60
7.3.1.Localisation de la zone d'étude	60
7.3.2.Description du milieu receteur dans la zone d'étude	60
7.4.DESCRIPTION DU PROJET	62
7.5.IDENTIFICATION DES IMPACTS	64
Phases du projet :.....	64
7.6.ÉVALUATION DES IMPACTS	67
7.7.MESURES D'ATTÉNUATION	73

7.8. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL DU PROJET	74
7.9. APPUIS TECHNIQUES NECESSAIRES	75
CHAPITRE 8. ETUDES FINANCIERE ET ECONOMIQUE	76
8.1. INTRODUCTION	76
8.2. HYPOTHÈSES DE BASES	76
8.3. CHARGES D'EXPLOITATION	76
8.3.1. Coût d'utilisation des matériels agricoles	77
8.3.2. Coût des intrants	77
8.3.3. Coût des mains d'œuvre	77
8.3.4. Coût du projet	77
8.4. RECETTES D'EXPLOITATION	77
8.5. TAUX DE RENTABILITÉ INTERNE : TRI	78
8.5.1. Valeur actualisée nette : VAN	78
8.5.2. Gain relatif à la VAN : GRVAN	78
8.5.3. Taux de rentabilité interne du projet : TRI	78
CONCLUSION	80
BIBLIOGRAPHIE	81
ANNEXE 1. CALCUL PLUVIOMÉTRIQUE	82
ANNEXE 2. CALCUL DES BESOINS EN EAU	87
ANNEXE 3. CALCUL DES STABILITÉS DES OUVRAGES	95
ANNEXE 4. CALCUL DE RENTABILITÉ INTERNE DU PROJET (TRI)	102
ANNEXE 5. BORDEREAU DÉTAIL ESTIMATIF	106

INTRODUCTION

A Madagascar, la majorité de la population est constitué de paysans. En effet, la population rurale occupe les 80% de la population totale de l'île. Parmi eux, les agriculteurs, qui occupent une place importante, pratiquent la riziculture et peu d'élevage d'une façon traditionnelle.

Malgré le fait que le riz est l'aliment de base des peuples Malgaches, la production des cultivateurs n'arrive pas à assurer les besoins de la population jusqu'à la prochaine récolte. Face à ce problème, des périmètres irrigués méritent d'être réhabilités ou aménagés pour pouvoir assurer l'autoconsommation.

Dans le cadre de la résolution de ce problème, il y a les bailleurs de fonds qui financent les organismes tel que le Projet de Soutien au Développement Rural (PSDR) au niveau des réhabilitations des périmètres. La présente étude est faite en vue de l' «Aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa – Analabe dans la Commune rurale d'Ikalamavony, District d'Ikalamavony dans la Province autonome de Fianarantsoa ».

Actuellement, le réseau d'irrigation du périmètre irrigué de Mahasoa – Analabe n'est pas fonctionnel à défaut de la non maîtrise de l'eau au niveau des ouvrages qui ne répondent guère aux normes techniques de base.

L'objectif de l'étude consiste en l'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa – Analabe en réalisant :

- Un nouveau barrage à travers la rivière Mahaseza ;
- Dix bâches ; et
- Un ouvrage de réalimentation.

Ce mémoire comprend trois parties :

- La première partie décrit la zone d'étude jusqu'à l'étude agro socio économique ;
- La deuxième partie concerne les études de bases techniques et des aménagements et ;
- La troisième partie se consacre à l'étude d'impact environnemental et la rentabilité du projet.

CHAPITRE 1. PRESENTATION DES DONNEES PHYSIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

Cette partie concerne la localisation de la zone, le climat, la pédologie du terrain, la végétation et occupation du sol, la faune et l'hydrographie.

1.1.LOCALISATION DE LA ZONE

Le périmètre hydroagricole de Mahasoa – Analabe se trouve dans le Fokontany d'Ambodivohitra, Commune Rurale d'Ikalamavony, District d'Ikalamavony, dans la région Haute Mahatsiatra, Province Autonome de Fianarantsoa.

1.1.1.SITUATION GÉOGRAPHIQUE

Repéré sur la carte FTM M-52 échelle 1/100.000 – édition 1957, le périmètre de Mahasoa-Analabe a comme coordonnées géographiques :

- 21°13' Sud de latitude et ;
- 46°30' Est de longitude.
(cf. Fig. 1 et Fig. 2)

1.1.2.ACCESSIBILITÉ DANS LA ZONE

L'accès à la zone d'étude se fait par la RN 42 jusqu'à Ikalamavony sur une distance environ de 100Km. Durant la saison de pluie, l'accès est difficile, seules les voitures 4x4 peuvent y accéder.

Le périmètre de Mahasoa – Analabe se situe à 5 Km d'Ikalamavony.

1.2.RELIEF DE LA ZONE

Des collines de moyenne altitude entrecoupées par des vallées non encaissées caractérisent le relief de la zone. Des paysages en dos-d'âne s'alternent avec les montagnes avoisinantes et délimitent les vastes plateaux qui constituent le principal potentiel agricole de la zone.

L'altitude moyenne de la zone est de 1200 m..

1.3.CLIMAT

La zone d'étude est caractérisée par un climat tropical de moyenne altitude des hauts plateaux mettant en relief les deux saisons qui sont :

- La saison chaude et humide de novembre en mars qui est la période de culture ;
- La saison sèche et fraîche du mois d'avril jusqu'au mois d'octobre qui est caractérisée parfois par la présence des crachins.

Des rafales de vents nocturnes sont toujours présentes dans la zone. Les cyclones atteignent parfois aussi la zone. La pluviométrie moyenne est de 1 100 mm et la température moyenne annuelle varie entre 22° C et 25° C.

1.4.PEDOLOGIE DU TERRAIN

Le sol est de type ferrugineux tropical avec dominance des limons, des caillasses dans les bas des versants et des latérites sur les hauteurs. Des paysages rocaillieux avec une roche mère en cours d'altération due au phénomène de lessivage et des feux de brousses, sont remarqués aux alentours du périmètre et les bas fonds du périmètre sont dominés par des sols argileux.

1.5.VÉGÉTATION ET OCCUPATION DU SOL

La zone d'Ikalamavony est occupée par des savanes arborées, des savanes herbeuses et aux alentours de la Chef lieu une mosaïque de culture. Les vastes tanety sont dominées par des longues herbes sèches telles les aristida. Des manguiers se concentrent autour des villages.

La prédominance des espèces marécageuses accompagnées des nénuphars et d'autres plantes aquatiques abritées caractérisent la flore locale, en amont de l'ancien barrage.

1.6.FAUNE

La faune de la zone est dominée par des insectes et des oiseaux. Des amphibiens et des reptiles peuvent être répertoriés. Des crocodiles peuplent les cours d'eau de la zone.

1.7.HYDROGRAPHIE

La zone d'Ikalamavony est parsemée des petits cours d'eau dont le cours d'eau Mahaseza qui constitue la principale ressource en eau du périmètre. Ce cours d'eau est un affluent de la rivière Analabe. Elle prend naissance dans les montagnes avoisinantes et présente un écoulement pérenne avec des crues intéressantes.

FIGURE.1. PRÉSENTATION DE LA ZONE PAR RAPPORT À MADAGASCAR

Échelle : 1cm : 83 Km

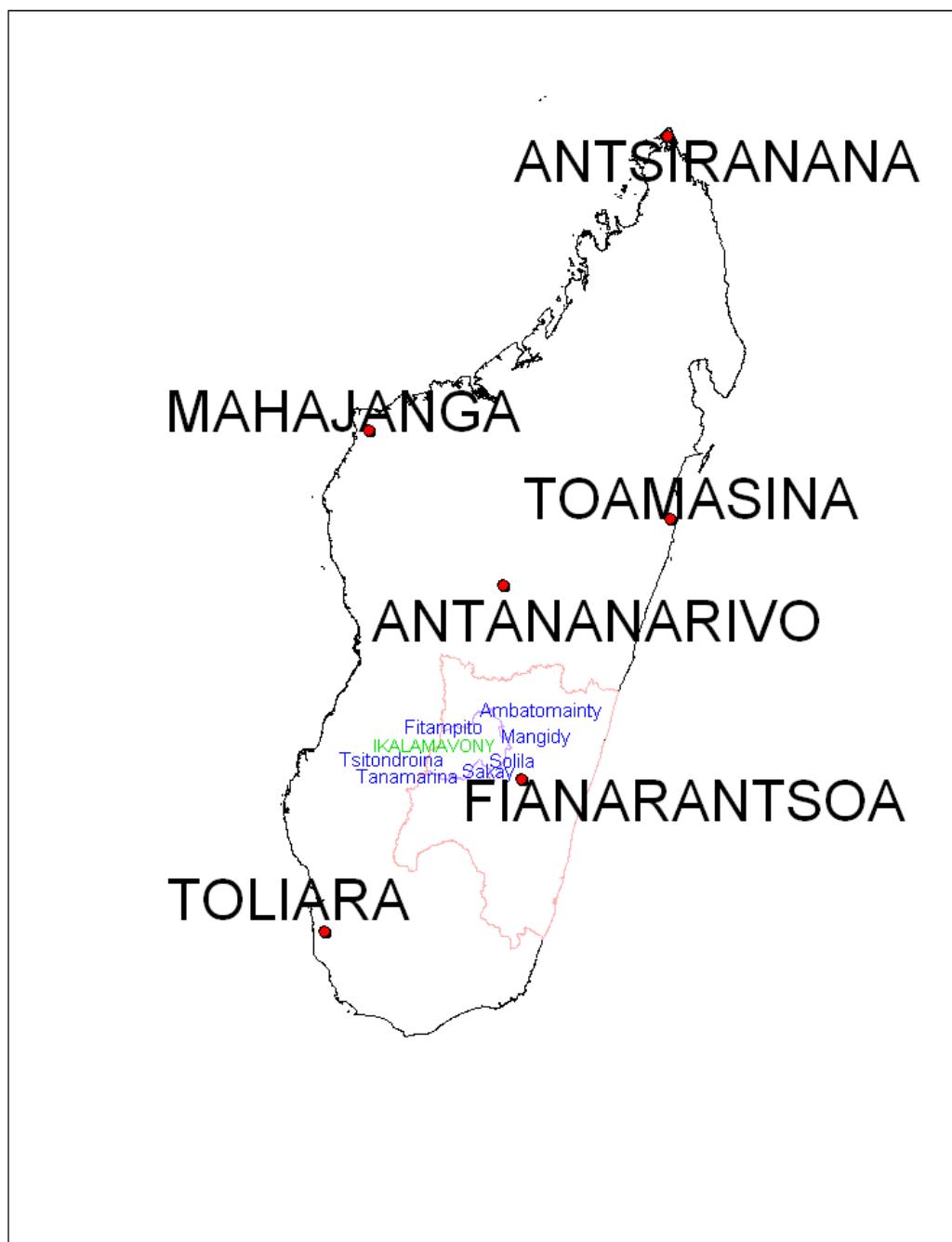
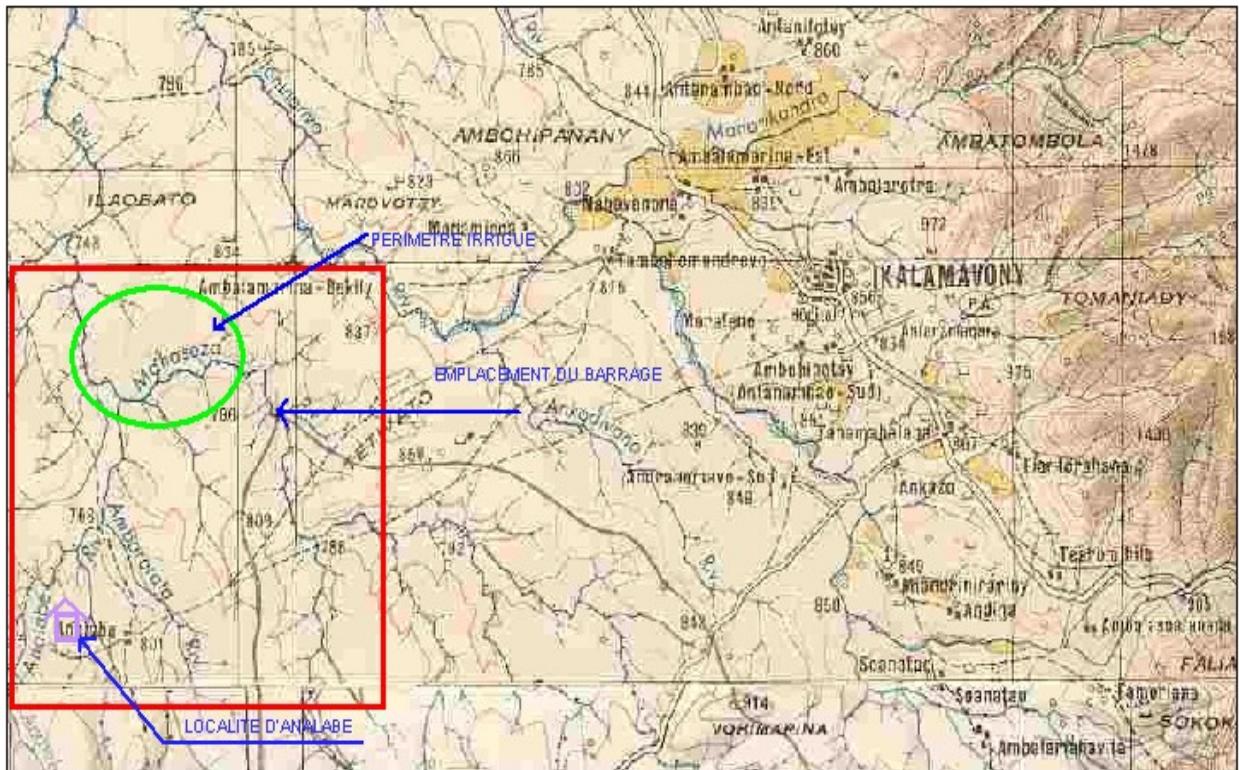


FIGURE.2. PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE PAR RAPPORT À LA CARTE FTM M – 52

Échelle 1cm : 12 m.



CHAPITRE 2. **DONNEES AGRO SOCIO ECONOMIQUES**

2.1. SITUATION DÉMOGRAPHIQUE

La population de la zone est à majorité féminine. Les hommes présentent seulement les 30% de la population totale. Le fokontany d'Ambodivohitra est moyennement peuplé, avec une densité de 21 habitants par km². Le nombre de la population totale est estimé à 12 500 habitants (source à partir du dernier recensement de la Commune de l'année 2003).

Le tableau ci-dessous récapitule la répartition de la population suivant l'âge et le sexe :

TABLEAU N°1. **RÉPARTITION DE LA POPULATION – FOKONTANY AMBODIVOHIRTA EN 2003**

Age] 0 ; 5]	[6 ; 17]	[18 ; 60]	[60 ; +]	Total
Homme	600	525	1250	1276	3681
Femme	1400	1225	2916	3028	8819

(Source : Commune – année 2003)

2.2. INFRASTRUCTURES ET EQUIPEMENTS

2.2.1. ÉQUIPEMENTS SCOLAIRES

Du point de vue de l'enseignement, aucun problème majeur n'est rencontré, le taux de fréquentation est assez élevé de l'ordre de 50% (source : étude CNEAGR – année 2005). Un établissement scolaire de base se trouve dans la zone concernée, une école confessionnelle y est aussi remarquée. L'établissement d'enseignement secondaire se situe dans le chef lieu d'Ikalamavony.

2.2.2. EQUIPEMENTS SANITAIRES

Le district d'Ikalamavony dispose de Centres de Santé de Base niveau 1 et niveau 2 et un Centre Hospitalier District. Quant à l'ensemble de la Commune, il n'y a que deux Communes sur huit qui possèdent de Centre de Santé de base.

2.3. ACTIVITES ECONOMIQUES ET SOURCES DE REVENU

2.3.1. AGRICULTURE

La riziculture irriguée constitue la principale spéulation du terroir. Le rendement reste faible, généralement entre 1 à 1,5 [t/ha] Par contre, en saison faste il peut atteindre 2 [t/ha] La méthode de culture pratiquée reste traditionnelle.

Le tableau ci-dessous récapitule la production de riz dans toute la Commune :

TABLEAU N°2. PRODUCTION RIZICOLE DANS LA COMMUNE D'IKALAMAVONY

Culture	Production en tonne	Aires estimatives en ha
Riziculture	21 865	16 819

(Source : Commune – année 2005)

D'autres cultures de spéculations existent également telles le soja, l'ail, l'arachide, le manioc, le maïs, la banane, l'haricot, la canne à sucre etc.....

Le tableau suivant donne un renseignement sur ces autres cultures.

TABLEAU N°3. PRODUCTION SUR LES AUTRES CULTURES DANS LA COMMUNE

Produits	Production en tonne	Aires estimatives en ha
Soja	5	8
Oignon	28	8
Ail	15	40
Arachide	287	180
Maïs	640	1 080
Banane	12	27
Haricot	3	1
Manioc	75	100
Canne à sucre	20	22

(Source : Commune – année 2005)

La comparaison des deux tableaux précédents montre que la riziculture irriguée constitue le principal potentiel économique du périmètre de Mahasoa - Analabe. Malgré cela, elle n'arrive pas à assurer l'autosuffisance alimentaire de la population. La malnutrition y est quasi-permanente.

Le développement de la riziculture dépend principalement de la maîtrise de l'eau.

2.3.2. ÉLEVAGE

L'élevage bovin reste de loin le plus significatif. Mais, il constitue l'image contemplative traditionnelle. Cependant, il tient un rôle important dans les travaux des rizières, la traction

des charrettes pour le transport des marchandises et aussi le principal moyen de déplacement. La maladie du charbon sévit encore dans la région. Le problème d'insécurité est un fléau pour la filière bovine et pour le développement en général.

Par ailleurs, l'élevage bovin traditionnel est très important. La filière porcine et l'aviculture servent quelques fois de source de revenu des paysans de la région. Ces dernières sont réservées pour la constitution des menus durant les événements familiaux occasionnels.

Le tableau ci-dessous résume l'état de l'élevage dans la zone d'Ikalamavony.

TABLEAU N°4. SITUATION DE L'ÉLEVAGE DANS LA COMMUNE D'IKALAMAVONY

Elevage	Nombres
Bovin	12 653
Porcin	1 883
Caprin	648
Volailles	7 764

(Source : étude CNEAGR - année 2005)

2.3.3. SOURCE DE REVENU

Les revenus de l'ensemble des exploitations dans le périmètre de Mahasoa Analabe proviennent des cultures de paddy, de maïs, d'haricots, d'arachide, de soja, de canne à sucre, et des élevages bovin, porcin, caprin, et de volaille.

2.4. PROBLEMES RENCONTRES

Plusieurs facteurs concourent pour créer des problèmes de fond et constituer par la suite des contraintes au développement dans la zone. L'inexistence des débouchés, l'insécurité rurale et la non maîtrise de l'eau sont les problèmes majeurs de la zone.

2.4.1. ABSENCE DE CENTRE DE COLLECTE RÉGULIER

La localité concernée n'a pas de centre d'échange, même au niveau du chef lieu d'Ikalamavony. Le système commercial est réglementé par des collecteurs privés. Les paysans devront suivre les cours de l'offre et de la demande.

2.4.2. INSÉCURITÉ

C'est un grand fléau pour le développement rural, car il limite l'envie de bien produire chez les paysans. Les vols sont très fréquents malgré l'existence des forces de l'ordre dans le Chef lieu. Ces dernières années, le banditisme connaît un peu de recul, mais le monde rural d'Ikalamavony vit encore dans une sécurité précaire face à des brigands qui attaquent un village entier.

2.4.3. NON MAITRISE DE L'EAU

C'est le problème principal dans la pratique de la riziculture irriguée. L'irrigation dépend parfois de la pluviosité, car le barrage existant n'arrive plus à assurer les besoins en eau du périmètre.

CHAPITRE 3. **DONNEES DE BASE TECHNIQUES**

Le présent chapitre se consacre aux études du bassin versant du périmètre et à l'établissement des données de base techniques nécessaires ainsi que les estimations des apports et des crues. Ce sont essentiellement les données hydrologiques, topographiques du périmètre de Mahasoa Analabe qui y seront relatées.

3.1.ÉTUDE DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant concerné est relatif à un point ou plus précisément en une section droite du cours d'eau Mahaseza. Il est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de ladite section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

3.1.1.CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Les caractéristiques du bassin versant de Mahaseza ont une influence essentielle sur son comportement hydrologique et aussi sur le régime d'écoulement en période de crue ou en période d'étiage.

Les principales caractéristiques de ce bassin versant sont les suivantes :

- sa surface ;
- son périmètre ;
- sa forme et ;
- sa pente.

A ces facteurs s'ajoutent encore le type du sol et la couverture végétale. L'ensemble sera représenté dans le tableau n° 4 de la page 9.

3.1.1.1.SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT

La superficie du bassin versant est obtenue par planimétrage sur le fond de plan topographique ou sur la carte FTM M – 52.

Elle est évaluée à 36,5 [Km²], mesurée par la méthode de la planimétrie.

3.1.1.2. PÉRIMÈTRE DU BASSIN VERSANT

La longueur totale du contour du bassin versant mesure 25 Km obtenu à l'aide du curvimètre.

3.1.1.3. PENTE ET LONGUEUR DU CHEMINEMENT HYDRAULIQUE DU BASSIN VERSANT

La pente du bassin versant égale à 24,4 [m/Km] caractérise le relief, elle est obtenue par la formule suivante :

$$I = 0,95 \times \frac{(Z_{\max} - Z_{\min})}{Z_{\text{moy}}}$$

La longueur du plus long cheminement hydraulique est la longueur maximale du cours d'eau du bassin. Elle est mesurée à 10 [Km] grâce à l'utilisation du curvimètre sur la carte topographique.

3.1.2. CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE MAHASEZA

La rivière Mahaseza assure les ressources en eau du périmètre hydroagricole de Mahasoa Analabe. Les caractéristiques de ses bassins versants sont les suivants :

TABLEAU N°5. CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT AU DROIT DU BARRAGE

Rivière	Périmètre [Km]	Superficie [Km ²]	Longueur [Km]	Zmax [m]	Zmin [m]	Zmoy [m]	Pente I [m/Km]
Mahaseza	25,0	36,5	10,0	1053,0	796,0	924,5	24,4

La couverture végétale de ce bassin versant n'est plus considérable. En effet, mise à part des formations herbacées, la rare végétation rencontrée est composée essentiellement de plantes adaptées à un climat tropical d'altitude. Ce sont des graminées, des buissons et des savanes.

3.2. ETUDE PLUVIOMÉTRIQUE

3.2.1. BUT

L'étude pluviométrique a pour but de déterminer la hauteur d'eau tombée, l'intensité de pluie dans la zone d'étude et sa répartition spatio-temporelle.

3.2.2. STATION PLUVIOMÉTRIQUE

Comme la zone d'Ikalamavony ne possède pas de station pluviométrique, les données de la station la plus proche qui n'est autre que la station pluviométrique de Fianarantsoa, servent de base de calcul.

3.2.3. DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES

Les pluviométries mensuelles et maximales journalières sont des données de la station pluviométrique de Fianarantsoa de l'année 1961 à l'année 2000, elles sont exprimées en [mm].

Les pluviométries de différentes fréquences de projet sont obtenues par l'exploitation des données de la station pluviométrique de Fianarantsoa.

3.2.3.1. ÉTUDE PLUVIOMÉTRIQUE

Les valeurs des pluviométries mensuelles nécessaires sont les pluviométries moyennes, les pluviométries quinquennales sèches et les pluviométries décennales sèches. L'ajustement statistique des données enregistrées suivant la Loi de GAUSS permet d'obtenir les valeurs calculées du projet.

TABLEAU N°6. PLUVIOMÉTRIE DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES A LA STATION DE FIANARANTSOA [mm]

	Janv .	Fevr.	Mars	Avri l	Mai	J uin	Juillet	A oût	Sept .	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Pm	248	226	143	39	25	13	23	14	15	60	113	216	1 135
P5s	210,4	191,6	120,9	33,0	21,1	11,4	19,2	11,9	12,3	51,0	96,1	183,1	962,1
P 10s	190,6	173,6	109,6	29,9	19,1	10,3	17,4	10,8	11,1	46,3	87,1	165,9	871,7

Pm : Pluviométrie moyenne

P5s : Pluviométrie quinquennale sèche

P10s : Pluviométrie décennale sèche

Les valeurs enregistrées à la station de Fianarantsoa sont présentées en Annexe 01 page 84 (annexe n°1 : calcul pluviométrique, page 84).

3.2.3.2. PLUVIOMÉTRIES MAXIMALES JOURNALIÈRES DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES

L'ajustement statistique s'effectue à l'aide de la loi de GUMBEL qui est une des méthodes donnant des résultats fiables.

La loi de GUMBEL est exprimée par :

$$P_F = P_o + A_g * u_F$$

Dans laquelle :

- P_f : les pluies maximales journalières de fréquence F ;
- $P_o = P_m - 0.45 * \sigma$;
- P_m : moyenne des pluies maximales journalières ;
- σ : écart type ;
- $A_g = \frac{\sigma}{1,28}$: le gradient exponentiel ou gradex ;
- $u_F = -\log(-\log F)$: la variable réduite de GUMBEL ;

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°7. PLUVIOMÉTRIES MAXIMALES JOURNALIÈRES DE DIFFÉRENTES FREQUENCES

Pluviométries de différentes fréquences	$P_{\max}m$	$P_{\max}5h$	$P_{\max}10h$	$P_{\max}20h$
Valeurs en [mm]	80	105	125	145

$P_{\max}m$: pluviométrie maximale journalière moyenne ;

$P_{\max}5h$: pluviométrie maximale journalière en année quinquennale humide ;

$P_{\max}10h$: pluviométrie maximale journalière en année décennale humide ;

$P_{\max}20h$: pluviométrie maximale journalière en année bi décennale humide.

Les valeurs enregistrées à la station de Fianarantsoa sont présentées en Annexe n° 1 : analyse pluviométrique page 84.

3.3. ESTIMATION DES CRUES

La crue de projet est le débit de la rivière Mahaseza de fréquence décennale.

Cette crue est la base de dimensionnement des ouvrages tel que le barrage et les ouvrages annexes.

L'estimation des débits de crue peut se faire de plusieurs manières :

- Méthode rationnelle ;
- Méthode Louis Duret ;
- Méthode ORSTOM ;

3.3.1. MÉTHODE RATIONNELLE

La méthode rationnelle est applicable pour un bassin versant ayant une superficie inférieure à 4 Km². Elle s'exprime par la formule suivante :

$$Q_F = 0,278 \times C \times i \times S$$

Dans la quelle :

- Q_F : le débit de crue de fréquence F en [m³/s] ;
- C : le coefficient de ruissellement en fonction de la couverture végétale et de la pente du bassin versant ;
- S : la superficie du bassin versant en [Km²] ;
- i : l'intensité de pluie exprimée en [mm/h] .
- Loi « INTESITÉ – DURÉE – FRÉQUENCE »

Dans le cas où l'on ne dispose que des pluies maximales journalières, il faut recourir à des formules empiriques pour déterminer la loi « Intensité – Durée – Fréquence ». La formule de MONTANA, avec les résultats de différentes recherches effectuées à Madagascar sera utilisée sur ce domaine, plus particulièrement celles de l'ORSTOM et du BCEOM :

$$i(t, F) = \frac{P(t, F)}{t}$$

$$P(t, F) = P(24, F) \times \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Dans lesquelles :

- $i(t, F)$: Intensité maximale de pluie de durée t, de fréquence F, en [mm/h] ;
- $P(t, F)$: Hauteur de pluie tombée pendant la durée t pour une fréquence F, en [mm] ;
- $P(24, F)$: Hauteur de pluie maximale de 24 heures en un point quelconque du bassin versant pour la même fréquence F en [mm] ;
- t : durée de la pluie ;
- b : paramètre régional .

Le temps de concentration est obtenu en appliquant la formule de PASSINI dans le domaine d'aménagement hydroagricole :

$$T_c = 0,108 \times \left(\frac{\sqrt[3]{(S \times L)}}{\sqrt{I}} \right)$$

Où :

- T_c : le temps de concentration exprimé en [h] ;

- L : longueur du plus long cheminement hydraulique en [Km] ;
- S : superficie du bassin versant en [Km²] ;
- I : pente du bassin versante en [m/m].

La superficie du bassin versant étant supérieure à 4 [Km²], cette méthode ne s'applique pas ici.

3.3.2. MÉTHODE DE LOUIS DURET

La méthode de Louis DURET est établie à partir des études effectuées sur plusieurs bassins versants et rivière de Madagascar. Cette formule est exprimée par :

$$Q_F = K \times S^\alpha \times I^{0,32} \times P_F \times \left[1 - \frac{36}{P_F} \right]^2$$

Avec Q_F : débit maximum d'une crue de temps de fréquence F [m³/s] ;

S : superficie du bassin versant [Km²] ;

I : pente moyenne du bassin versant [m/Km] ;

P_F : Pluie maximale journalière de fréquence F [mm] ;

K, α : facteurs variables suivant S et P_F.

Elle a été simplifiée par le bureau d'étude SOMEAH lors des études des PPI des hautes terres centrales.

Pour un bassin versant de superficie 136,5 [Km²] qui est inférieure à 150 [Km²], l'expression suivante est utilisée :

$$Q_F = 0,009 \times S^{0,5} \times I^{0,32} \times P_F^{1,39}$$

Source : Etude de réhabilitation des PPI dans la zone d'Ambositra et d'Antsirabe (SOMEAH SOGREAH)

Dans laquelle :

- Q_F : débit de crue de fréquence F en [m³/s] ;
- I : pente du bassin versant [m/Km] ;
- P_F : la pluviométrie maximale de 24 heures en un point quelconque du bassin versant pour la même fréquence F en [mm] ;
- S : superficie du bassin versant en [Km²].

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°8. LES DÉBITS DE CRUE AU DROIT DU BARRAGE – MÉTHODE DE LOUIS DURET

S (km ²)	I (m/km)	Pmax5h	Pmax10h	Q5 (m ³ /s)	Q10 (m ³ /s)	Q25 (m ³ /s)
36,5	24,4	80	105	98	125	162

PmaxFh : Pluviométrie maximale de différentes fréquences.

Les calculs des pluviométries max de différentes fréquences sont représentés en annexe n°1, page 84.

3.3.3. MÉTHODE ORSTOM DANS « FLEUVES ET RIVIÈRES DE MADAGASCAR »

C'est la méthode qui fait intervenir la plupart des paramètres influençant les crues.

La formule utilisée est la suivante :

$$Q_F = 4,34 \times A^{0,72} \times H^{0,03} \times I^{0,26} \times E^{2,31} \times G^{1,25} \times V^{-0,27}$$

Dans laquelle :

- Q_F : débit de crue de fréquence F en [m³/s] ;
- A : superficie du bassin versant en [Km²] ;
- I : Indice de pente globale en [m/Km] ;
- H = P_{Fh} : Indice de précipitation en [mm] ;
- E : Indice d'exondement, compris entre 0,3 et 1 ;
- G : coefficient d'imperméabilité, compris entre 0,2 et 1 ;
- V : Indice de la couverture végétale, compris entre 0,3 et 0,9.

Ainsi, les résultats sont les suivants :

TABLEAU N°9. LES DÉBITS DE CRUE AU DROIT DU BARRAGE – MÉTHODE ORSTOM

S (km ²)	E	G	V	Q10 (m ³ /s)
36,5	0,8	1	0,5	110,5

3.3.4. SYNTHÈSE

Par précaution, le débit de crue décennale adopté pour ce projet est la valeur maximale trouvée en appliquant la méthode de Louis DURET :

Le résultat est donné dans le tableau suivant :

TABLEAU N°10. LES RÉSULTATS DE L'ESTIMATION DES CRUES

Site	S (km ²)	Q ₁₀ (m ³ /s)
Barrage de Mahasoa Analabe	36,5	125

3.4. ESTIMATION DES APPORTS

Il s'agit d'estimer les apports du bassin versant concerné.

Deux méthodes peuvent être utilisées pour l'estimation des apports. Ce sont :

- la méthode de station de référence et ;
- la méthode de CTGREF.

3.4.1. MÉTHODE DE STATION DE RÉFÉRENCE

Il s'agit de l'exploitation des valeurs recueillies dans la station hydrométrique de Mahatsiatra à Malakialina pour le périmètre de Mahasoa – Analabe.

Les apports interannuels sont représentés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°11. APPORTS INTERRANNUELS À LA STATION DE MAHATSIATRA À MALAKIALINA

Débit spécifique q (l/s/km ²)	Moyen	Quinquennal sec	Décennal sec	Quinquennal humide	Décennal humide
	q ₂	q _{5s}	q _{10s}	q _{5h}	q _{10h}
	19,3	14,9	12,9	24,4	27,5

Source : Fleuves et rivières de Madagascar, ORSTOM 1993 ;

Il faut multiplier ces débits spécifiques par la superficie du bassin versant pour obtenir le débit moyen annuel Q_a ou les débits de différentes fréquences Q_F . Ils sont mentionnés dans le tableau suivant:

TABLEAU N°12. APPORTS INTERRANNUELS AU DROIT DU BARRAGE : STATION DE REFERENCE

Superficie (km ²)	Apport moyen annuel Q_a (l/s)	Apport annuel sec (l/s)		Apport annuel humide (l/s)	
		Q _{5s}	Q _{10s}	Q _{5h}	Q _{10h}
36,5	705	544	471	891	1004

3.4.2. APPORTS MENSUELS DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES

Les apports moyens mensuels et les apports de différentes fréquences sont obtenus en appliquant les coefficients de répartitions mensuelles, définis par ALDEGHIRI dans les études hydrologiques des PPI de première tranche en 1986, à l'apport moyen annuel et aux apports de différentes fréquences.

La formule suivante sera appliquée :

$$Q_{miF} = \frac{12 \times Q_{af} \times R_{ji}}{100}$$

Où :

- Q_{miF} : apport mensuel de fréquence, exprimé en [l/s] ;
- Q_{af} : apport moyen annuel pour une année de fréquence, exprimé en [l/s] ;
- R_{ji} : coefficient de répartition mensuelle de la région.

Avec

- i varie de 1 à 12 et
- j varie de 1 à 4

Le tableau suivant représente les différentes valeurs du coefficient de répartition $R1$:

TABLEAU N°13. LE COEFFICIENT DE RÉPARTITION MENSUEL D'ALDEGHERI

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

Dont :

- $R1$: pour les hautes terres centrales ;

Le tableau suivant récapitule les apports mensuels secs de différentes fréquences :

TABLEAU N°14. APPORTS MENSUELS SECS DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES EN [l/s]
AU DROIT DU BARRAGE – STATION DE MAHATSIATRA A MALAKIALINA

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
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
Q ₂	1429	1412	1446	820	482	347	313	287	220	203	406	1091
Q _{5s}	1103	1090	1116	633	372	268	242	222	170	157	314	842
Q _{10s}	955	944	966	548	322	232	210	192	147	136	271	729

3.4.3. MÉTHODE DE CTGREF

La méthode CTGREF est, une méthode empirique, basée sur la formule suivante :

$$Q = \left(\frac{S}{31.5} \right) \times \left(\frac{P}{B} \right)^{(5/3)} \times \left(\frac{Zm}{100} \right)^{(1/3)}$$

Avec :

Q : apport moyen annuel en [l/s] ;

S : superficie du bassin versant en [Km²] ;

P : pluviométrie moyenne annuelle en [mm] ;

B : coefficient régional égal à 46 pour le périmètre concerné (pour MAHATSIATRA) ;

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

Les apports de différentes fréquences sont obtenus à partir des pluviométries de même fréquence avec les mêmes coefficients de répartitions mensuelles et le paramètre régional B.

Les apports obtenus sont figurés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°15. APPORTS INTERRANNUELS AU DROIT DU BARRAGE : MÉTHODE DE CTGREF

Superficie (km ²)	Apport moyen annuel (l/s)	Apport annuel sec (l/s)		Apport annuel humide (l/s)	
		5 ans	10 ans	5 ans	10 ans
36,5	508	386	328	644	719

TABLEAU N°16. APPORTS MENSUELS SECS DE DIFFÉRENTES FREQUENCES EN [L/S] AU DROIT DU BARRAGE - MÉTHODE DE CTGREF

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
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
Q ₂	1031	1019	1043	592	348	250	226	207	159	146	293	787
Q _{5s}	783	774	792	449	264	190	171	158	121	111	222	598
Q _{10s}	664	657	672	381	224	161	145	134	102	94	189	507

3.4.4. SYNTHÈSE

On constate que les apports mensuels donnés par la méthode de la station de référence sont plus importants que ceux obtenus par la méthode de CTGREF après comparaison des deux valeurs. Etant donné que la zone d'étude est éloignée de la station considérée, et par prudence, la valeur des apports minimale par la méthode CTGREF sera le résultat final.

Les résultats finaux sont représentés dans les tableaux suivants :

TABLEAU N°17. APPORTS QUINQUENNAUX SECS MENSUELS AU DROIT DU BARRAGE EN [L/s]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Q_{5s}	783	774	792	449	264	190	171	158	121	111	222	598

TABLEAU N°18. APPORTS DECENNAUX SECS MENSUELS AU DROIT DU BARRAGE EN [L/s]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Q_{10s}	664	657	672	381	224	161	145	134	102	94	189	507

CHAPITRE 4. ETUDES DES BESOINS EN EAU

L'étude des besoins en eau est un des facteurs les plus importants pour un projet d'aménagement d'un périmètre irrigué. Il permet de dimensionner les ouvrages d'irrigation. Pour pouvoir entamer le calcul des besoins en eau de la zone étudiée, il faut d'abord définir l'évapotranspiration, le coefficient cultural, la pluie efficace, le calendrier cultural et ensuite estimer les valeurs des besoins en eau.

4.1. PLUIE EFFICACE

La pluie efficace est la quantité de pluie essentielle à la croissance d'une plante. Elle est donnée par la formule ci-après :

$$P_e = \min (0,8 \times P_{Fs} ; 100)$$

Dans laquelle :

- P_e : la pluie efficace exprimée en [mm/mois] ;
- P_{Fs} : la pluie de fréquence F en année sèche en [mm].

TABLEAU N°19. LES VALEURS DES PLUIES EFFICACES.

Mois	J	F	M	A	M	j	J	A	S	O	N	D
Pe[mm/mois]	100	100	95	26	17	9	15	9	10	40	72	100

4.2. EVAPOTRANSPIRATION

L'évapotranspiration potentielle ou ETP dépend de plusieurs facteurs tels que la température, l'humidité de l'air, la vitesse du vent, l'insolation, la radiation solaire, etc....

Le logiciel CROPWAT est un programme permettant de calculer les besoins en eau d'irrigation et pour élaborer des programmes d'irrigation. Il est élaboré par Martin Smith, service des eaux (AGLW). La formule utilisée dans le calcul de l'ETP est la formule de PENMAN – MONTEITH.

Les valeurs de radiation solaire sont obtenues auprès de la station Fianarantsoa; les autres paramètres ne sont que des données enregistrées dans cette station.

Les résultats de l'utilisation du logiciel CROPWAT figurent dans le tableau suivant :

TABLEAU N°20. EVAPOTRANSPIRATION - CROPWAT

Evapotranspiration de référence Eto de PENMAN-MOTEITH							
Mois	Tmax °C	Tmin °C	Humidité %	Vent Km/jour	Insolation Heures	Radiation MJ/m².jour	Eto-PenMon mm/jour
Janvier	30,0	15,0	83	192	6,1	13,3	6
Février	29,6	15,8	85	192	6,1	12,8	5
Mars	29,0	14,0	85	192	5,5	10,9	5
Avril	28,8	11,4	84	144	6,1	9,4	4
Mai	27,2	8,6	84	144	6,0	7,4	3
Juin	25,1	5,3	84	144	5,6	6,1	2
Juillet	24,3	5,5	85	168	5,3	6,3	2
Août	26,1	5,7	82	192	6,2	8,3	3
Septembre	29,0	7,2	79	216	7,3	11,1	4
Octobre	30,1	9,1	79	216	7,5	13,1	5
Novembre	31,2	12,4	79	216	7,1	13,8	5
Décembre	30,5	13,8	82	216	6,2	13,4	6
ANNEE	28,4	10,3	83	186	6,3	10,5	1458

4.3.COEFFICIENT CULTURAL

Le coefficient cultural tient compte de la durée de six phases bien distinctes en y incluant les périodes correspondant en pépinière, de la préparation du sol et à la croissance de la plante.

La durée de chaque phase est fixée comme suit :

- Pépinière : 30 jours ;
- Préparation du sol : 20 jours ;
- Phase initiale correspondant à la période de repiquage : 30 jours ;
- Phase de développement : 30 jours ;
- Mi-saison : 40 jours ;
- Arrière saison : 30 jours.

Le coefficient cultural est lié au stade végétatif et aux taux d'occupation du sol en cas d'étalement de repiquage par la plante. Ce coefficient varie en fonction de la plante.

Les valeurs de ces coefficients seront représentées en annexe n°2 page 91 (annexe : besoin en eau).

4.4.BESOIN EN EAU DE LA PLANTE

Le besoin en eau de la plante est déterminé par la formule suivante :

$$B_p = Kc \times ETP - Pe$$

Dans laquelle :

- B_p : besoin en eau de la plante [mm] ;
- Kc : le coefficient cultural ;
- ETP : l'évapotranspiration potentielle [mm];
- Pe : la pluie efficace [mm].

4.4.1. BESOINS EN EAU CORRESPONDANT AUX PRATIQUES CULTURALES

Pour la riziculture, la pratique culturale exige les différentes étapes suivantes :

- La mise en boue ;
- Le remplissage des clos ;
- La mise à sec ;
- L'entretien .

4.4.1.1. MISE EN BOUE

La mise en boue est pratiquée avant le repiquage pour assurer la saturation du profil. La quantité d'eau qu'on doit apporter durant la mise en boue varie en fonction de la nature pédologique du sol. La lame d'eau est prise à 150 mm pour le sol limon argileux.

4.4.1.2. REMPLISSAGE DES CLOS

Le remplissage des clos s'effectue après le repiquage. Cette phase consiste à assurer l'uniformité du plan d'eau dans la rizière. La quantité d'eau nécessaire varie en fonction de la mode de culture :

- 100 mm pour le mode de culture traditionnelle et ;
- 20 à 50 mm pour le Système de Riziculture Intensif ou SRI.

4.4.1.3. MISE À SEC

La mise à sec est effectuée avant et après le sarclage. Le procédure consiste à l'assèchement de la rizière suivi du sarclage, puis apporter de nouveau une même quantité d'eau que lors du remplissage des clos.

4.4.1.4. ENTRETIEN

L'entretien assure l'oxygénation de l'eau dans les parcelles. Il est effectué après le sarclage jusqu'à la récolte. L'opération consiste à ne pas garder l'eau stagnée mais à la faire circuler en gardant la hauteur de la lame d'eau à 50 mm.

4.4.2. BESOIN NET

Le besoin net est la quantité d'eau fournie à la culture, il est obtenu en faisant la somme de toutes les valeurs obtenues dans les calculs des besoins en eau de la plante et les besoins à la pratique culturale.

Le besoin net est donné par la formule suivante :

$$BN = 10 \times (BP + MB + RP + AS + E)$$

Dans laquelle :

- BN : le besoin net en [m³/h] ;
- BP : le besoin de la plante en [mm] ;
- MB : la valeur du besoin correspondant à la mise en boue exprimée en [mm] ;
- RP : la hauteur d'eau au remplissage des clocs en [mm] ;
- AS : la hauteur d'eau nécessaire à l'assèc en [mm] ;
- E : la valeur correspondant à l'entretien en [mm].

4.4.3. BESOIN PRATIQUE

Le besoin pratique, par définition, c'est le besoin d'eau nécessaire à dériver de la ressource disponible pour satisfaire les besoins en eau de la culture. Il est calculé en tenant compte de l'efficience E de l'irrigation à l'exploitation. Il est donné par la formule :

$$B_p = \frac{BN}{E}$$

Ou

$$B_p = BN + P$$

Dans laquelle :

- B_p : le besoin pratique exprimé en [mm] ;
- BN : le besoin net en [mm] et ;
- E : l'efficience ;
- P : pertes.

4.4.3.1. EFFICIENCE

L'efficience est le rapport entre les besoins des plantes et le besoin en tête du réseau.

$$E = \frac{\left(\hat{\text{Débit en tête}} - \text{Pertes} \right)}{\text{Débit en tête}}$$

C'est l'efficience globale qui intervient dans les calculs. Elle est définie comme le rapport entre le besoin des plantes et le volume prélevé en tête du réseau, sa valeur est égale à 0,5.

4.4.4. DÉBIT FICTIF CONTINU DFC

Le débit fictif continu est le débit qu'on doit fournir sans arrêt. C'est à partir de ce débit qu'on va dimensionner la prise du barrage.

Le dfc est obtenu par la formule suivante :

$$dfc = 1000 \times \frac{B_p}{30 \times 86400}$$

Où :

- dfc : le débit fictif continu;
- B_p : le besoin pratique.

4.4.5. CALENDRIER CULTURAL

Les paysans pratiquent les travaux de rizière en une seule saison. Le repiquage commence le mois de janvier. Même s'ils souhaitent de faire une double culture, les apports disponibles ne sont pas suffisants.

TABLEAU N°21. CALENDRIER CULTURAL

Mios	Janvier	Février	Mars	Avril
<i>Mise en boue</i>				
<i>Remplissage des clos</i>				
<i>Assec</i>				
<i>Entretien</i>				

En contre partie, la culture en contre saison mérite d'être intensifiée. Dans ce cadre, la culture de soja sera conseillée (cf. annexe n°2).

4.4.6. SYNTHÈSE

Les résultats des études précédemment citées sont figurés dans les tableaux ci-dessous :

TABLEAU N°22. BESOIN EN EAU – CROPWAT : FRÉQUENCE QUINQUENNALE

MOIS	Décembre			Janvier			Février			Mars			Avril		
	D1	D2	D3	J1	J2	J3	F1	F2	F3	M1	M2	M3	A1	A2	A3
Besoin [mm]	22	90	98	17	14	15	16	17	22	26	31	35	37	35	26
Besoin [m³/ha]	220	903	978	169	141	152	160	171	219	263	307	352	369	354	259
Besoin brut	440	1806	1956	338	282	304	320	342	438	526	614	704	738	708	518
dfc[l/s/ha]	0,5	2,1	2,3	0,4	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,6

Le débit de pointe est de 2,3[l/s] pour le début de repiquage le début janvier.

TABLEAU N°23. BESOIN EN EAU – FORMULE CLASSIQUE : FRÉQUENCE QUINQUENNALE

MOIS	Janvier	Février	Mars	Avril
Mise en boue [mm]	150	0	0	0
Remplissage des clos [mm]	100	0,00	0	0
Assec [mm]	0	100,00	0	0
Entretien [mm]	0	0,00	50	50
Bpc [mm]	250	100,00	50	50
Bc [mm]	88	58	53	78
Besoin [mm]	338	158	103	128
Besoin [m³/ha]	3382	1583	1031	1276
Besoin brut [m³/ha]	6765	3166	2062	2552
dfc[l/s/ha]	2,5	1,3	0,8	1

Le débit de pointe est de 2,5 [l/s/ha] pour le début de repiquage le début janvier.

TABLEAU N°24. COMPARAISON DES DEUX RÉSULTATS

MOIS	Décembre (dfc)			Janvier (dfc)			Février (dfc)			Mars (dfc)			Avril (dfc)		
Décade	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
CROPWAT	0,5	2,1	2,3	0,4	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,6
FORMULE CLASSIQUE				2,5			1,3			0,8			1		
dfc _{max}	CROPWAT : 2,3 l/s/ha							FORMULE CLASSIQUE : 2,5 [l/s/ha]							

On constate une légère différence entre le débit fictif continu calculé par CROPWAT et ceux calculé par la méthode pratique culturelle. Le tableau suivant met en évidence cette légère différence des résultats

TABLEAU N°25. LES DÉBITS FICTIFS CONTINUS MAX.

Début de repiquage 1 ^{er} JANVIER	MÉTHODE DE LA PRATIQUE CULTURALE	LOGICIEL CROPWAT
dfc max [l/s/ha]	2,5	2,3

Cette légère différence peut être expliquée par les méthodes de calcul tenant compte des paramètres mises en considération.

4.5. ADÉQUATION RESSOURCE - BESOIN

Cette partie se consacre à la vérification de la quantité des apports disponibles, suffisant ou non.

Pour pouvoir faire l'adéquation ressource – besoin, il faut comparer les besoins nécessaires en tenant compte de la surface totale du périmètre à irriguer avec les valeurs des apports des ressources calculées précédemment.

ADÉQUATION RESSOURCE BESOINTABLEAU N°26. ADÉQUATION RESSOURCE BESOIN : CROPWAT

MOIS	décembre			Janvier			Février			Mars			Avril		
Décade	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Apports disponibles [l/s]	720	720	720	943	943	943	932	932	932	954	954	954	541	541	541
Besoins totaux [l/s]	56	230	249	43	36	39	41	44	56	67	78	90	94	90	66
Débits restants [l/s]	664	490	471	900	907	904	891	888	876	887	876	864	447	451	475
Besoins possibles [l/s]	56	230	249	43	36	39	41	44	56	67	78	90	94	90	66
Débits restants [l/s]	664	490	222	900	907	904	891	888	876	887	876	864	447	451	475

TABLEAU N°27. ADÉQUATION RESSOURCE BESOIN : MÉTHODE DE LA PRATIQUE CULTURALE

MOIS	janvier	Février	Mars	avril
Apports disponibles [l/s]	943	932	954	541
Besoins Totaux [l/s]	278	144	83	108
Débits restants [l/s]	665	788	871	433
Besoins possibles [l/s]	278	144	83	108
Débits restants [l/s]	665	788	871	433

4.5.1. MAIN D'EAU

La main d'eau est le débit minimum d'une prise. C'est aussi le débit qu'un homme peut manier aisément sans être débordé. La valeur de la main d'eau varie couramment de 5 [l/s] à 100 [l/s].

4.5.2. DÉBIT D'ÉQUIPEMENT q_e

Le débit d'équipement est le débit avec lequel se fait le dimensionnement des ouvrages d'irrigation, il est exprimé en [l/s/ha]. Sa valeur dépend des ressources disponibles, il est obtenu par :

- $q_e = dfc_{max}$ lorsque les ressources disponibles sont limitées et ;
- $q_e > dfc_{max}$ si les ressources sont largement suffisantes.

4.5.3. DÉBIT NOMINAL Q_n

Le débit nominal est donné par la formule suivante :

$$Q_n = q_e \times S$$

Dans laquelle :

- Q_n : le débit nominal en [l/s] ;
- q_e : le débit d'équipement en [l/s/ha] ;
- S : la superficie du périmètre à desservir en [ha].

Pour le cas du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe :

Pour le logiciel CROPWAT :

$$q_e = 2,26 \text{ [l/s/ha]}$$

Alors,

$$Q_n = 136 \text{ [l/s]} \text{ (rive droite) et}$$

$$Q_n = 113 \text{ [l/s]} \text{ (rive gauche)}$$

Pour la formule classique :

$$Q_e = 2,53 \text{ [l/s]}$$

Alors,

$$Q_n = 158 \text{ [l/s]} \text{ (rive droite) et}$$

$$Q_n = 127 \text{ [l/s]} \text{ (rive gauche)}$$

CHAPITRE 5. ETUDES AGRONOMIQUES

Cette partie illustre les études agronomiques concernant les variétés, les maladies et les ennemis de la plante, les types de culture et les fumures. L'étude se limitera sur le riz (culture de saison) et le soja (culture de contre-saison).

5.1.RIZ

La riziculture fait partie de la politique nationale visant à :

- L'autosuffisance alimentaire de chaque région ;
- Au développement de la filière riz.

5.1.1.BOTANIQUE

5.1.1.1.ORIGINE ET ESPÈCE

Il existe deux espèces principales de riz cultivé :

- *Oryza glaberrima*, originaire d'Afrique, reconnaissable à sa ligule courte et tronquée, encore présente dans de nombreux types de riziculture en Afrique (dont les riz flottants de l'ancien deltas du Niger), mais fortement concurrencé par la suivante ;
- *Oryza sativa*, originaire de l'inde et de la Chine, dont la culture a gagné très rapidement l'Asie, puis la Grèce et Rome, plus tard Madagascar, l'Afrique et enfin l'Amérique.

Les riz comprennent d'innombrables variétés donnant lieu à de nombreuses classifications basées sur des caractères morphologiques et physiologiques, sur le comportement en croisement, sur les marqueurs génétiques. Les principaux groupes génétiques reconnus dans cette espèce sont les groupes :

- Indica, variété des cultures aquatiques tropicales, à tallage fort, à feuille fine, à grain le plus souvent mince ; une variante : les riz indica demi-nains pour la riziculture irriguée intensive en zone tropicale ;
- Japonica, avec des principaux sous-groupes morphologiques :
 - Japonica tempéré, variété de culture irriguée dans le nord de la Chine, en Corée, au Japon, dans le bassin méditerranéen ; tallage moyen, feuille fine, grain le plus souvent court et arrondi.
 - Japonica tropical, variété de culture pluviale (dont de variété moderne), mais aussi variété bulu d'Indonésie (type connu sous le nom javanica) et variétés des USA ; tallage faible, feuille large, grain en général long et large.

5.1.1.2. CARACTÈRE ET VARIÉTÉ

Le riz est une plante annuelle dotée d'un abondant système radiculaire de surface. La faculté de tallage (trois à six talles productives et souvent beaucoup plus) est surtout marquée en début de croissance. Elle se réduit ensuite. La tige se termine par une panicule ramifiée de 20 à 40 cm. Les fleurs, le plus souvent par autofécondation, donnent un caryopse enveloppé de deux glumelles adhérentes (l'ensemble est appelé paddy).

Souvent, les variétés de riz sont classées en riz précoce : jusqu'à 120 jours du cycle végétatif ; riz de saison : au environ de 160 jours ; et riz tardif : au-delà 170-180 jours.

TABLEAU N°28. QUELQUES VARIÉTÉS COURANTES (RIZ)

Variété	Origine	Cycle en jours	Zone de culture
Riz pluvial			
Dourado	Brésil	100	Afrique de l'Ouest
Iguape cateto	Brésil	135	Afrique de l'Ouest
Moroberekan	Côte d'ivoire	150	Côte d'ivoire
OS. 6	Zaïre	135	Afrique centrale
1345		110	Côte Ouest de Madagascar
Riz irrigué			
Makalioka 34	Madagascar	170	Madagascar
Chianan 8	Formose	120	Madagascar
IR. 5	Philippines	145	Afrique
Riz inondé			
C 74	Philippines	140	Mali-Burkina Faso
IM 16	Guinée	160	Guinée - Côte d'ivoire
Gambiaka	Gambie	150	Afrique de l'Ouest
Fossa	Burkina Faso	150	Afrique de l'Ouest

5.1.2. MALADIES ET ENNEMIS

Les maladies et ennemis sont fort nombreux. Il s'agit ici de signaler les principaux.

5.1.2.1. MALADIES

- Maladie des taches brunes, ou helminthosporiose

Les symptômes les plus courants se manifestent par des taches sur les feuilles

- la rihycosporiose

Les symptômes sont caractérisés par la grande taille des lésions sur lesquels on distingue aisément des stries d'accroissement.

- Flétrissement des gaines

Cette maladie est due à *Rhizoctonia solani*

Dans une rizière, c'est une maladie qui se propage souvent en tache.

➤ La cercosporiose

Cette maladie se manifeste par de petites stries brunes et les dégâts importants sont exceptionnels. La multiplication de variétés sensibles peut rendre la maladie grave.

➤ Le charbon vert

C'est une maladie spectaculaire. Le grain est remplacé par un paquet de spores verdâtres qui atteignent un volume triple du volume du grain.

5.1.2.2. ENNEMIS

➤ Les insectes

- Les foreurs de tiges
- Destructeurs des feuilles
- Polyphages divers
- Insectes des stocks

5.1.2.3. LUTTE CONTRE LES MALADIES ET LES ÉNEMIS

Pour lutter contre les maladies et les ennemis, l'utilisation du décis est conseillé.

5.1.3. ENGRAIS POUR LE RIZ

Pour un objectif de rendement supérieur à 3 [t/ha], des formules d'engrais sont proposées :

- L'azote N : 30 [kg/ha] ;
- Le phosphore P_2O_5 : 62 [kg/ha] ;
- La potasse K_2O : 45 [kg/ha].

5.2. SOJA

Le soja pourrait être proposé comme des cultures de contre saison dans les finalités suivantes :

- Meilleure production vis-à-vis de l'aptitude du sol ;
- amendement organique du sol ;
- amélioration des ressources financières des paysans ;
- amélioration qualitative au niveau de l'alimentation.

5.2.1. BOTANIQUE

Originaire de la Chine, le soja comprend de très nombreuses variétés adaptées au climat de type divers, depuis le tempéré-froid jusqu'au tropical. L'adoption de sa culture est conditionnée surtout par son photopériodisme. Sous les tropiques, seules les variétés tardives, adaptées aux jours courts, sont utilisables.

On peut distinguer les sojas à graines vertes, jaunes, crème ou noires. Les deux premiers types sont généralement réservés à l'alimentation en Asie.

Le soja est une plante herbacée annuelle dont l'aspect rappelle celui des haricots nains. La plante, qui porte des ramifications nombreuses et un feuillage épais, atteint de 0,3 à 1 m de hauteur, selon qu'il s'agit d'une variété précoce ou tardive.

5.2.2. ECOLOGIE

Le soja est une plante fragile qui craint l'excès d'humidité.

Les exigences écologiques du soja sont voisines de celle du maïs. Il accepte toutefois des sols légers. C'est une culture aisément mécanisable : semis, entretien et même récolte. On distingue des stades végétatifs et des stades reproductifs.

➤ **Stades végétatifs**

Les stades végétatifs sont déterminés par le comptage du nombre de nœuds de la tige principale en commençant par le nœud des deux feuilles simples qui ont, ou ont eu, une feuille complètement déroulée.

Une feuille est considérée comme complètement déroulée, quand la feuille du nœud située immédiatement au dessus est suffisamment déroulée de telle façon que les deux bords de chaque foliole ne se touche pas.

Pour le dernier nœud de la tige principale, la feuille est considérée comme complètement déroulée quand les folioles sont plates et semblables apparemment aux plus vieilles feuilles de la plante.

- V_1 : 1^{er} nœud – feuille simple complètement déroulée ;
- V_2 : 2^{ème} nœud – feuille composée complètement déroulée ;
- V_3 : 3^{ème} nœud – feuille composée complètement déroulée ;
- V_n : n^{ème} nœud – feuille composée complètement déroulée.

➤ **Stades reproductif**

- R1 : une fleur à quelques nœuds ;
- R2 : fleur à nœud situé immédiatement au-dessous du nœud, le plus haut ayant une feuille complètement déroulée ;
- R3 : gousse longue de 0,5 cm à un des quatre nœuds, les plus hauts ayant une feuille complètement déroulée ;
- R4 : gousse longue de 2 cm à un des quatre nœuds, les plus hauts ayant une feuille complètement déroulée ;
- R5 : graine commençant à se développer sur un des quatre nœuds, les plus hauts ayant une feuille complètement déroulée ;
- R6 : gousses contenant des graines entièrement développées sur un des quatre nœuds, les plus hauts ayant une feuille complètement déroulée ;
- R7 : gousses jaunissante – 50 % des feuilles sont jaunes maturité physiologique ;
- R8 : 95 % des gousses sont brunes (ou grises) maturité de récolte.

Variété :

Liste de quelques bonnes variétés adaptées au climat tropical :

TABLEAU N°29. QUELQUES VARIÉTÉS COURANTES (SOJA)

Nom	Origine	Couleur tégument	Durée de végétation (jours)	Poids 1000 graines (g)	Protéines (%)	Rendement (kg/ha)
S 17	Hybride yangambi	Noir	105	89	-	1800
Palmetto	Brésil	Jaune	80 - 90	119	34.4	1750
S 14	Hybride yangambi	Vert	105	112	-	1675
Otootan	brésil	Noir	90 - 95	99	35	1650
Biloxi – Davis	USA	Jaune	100 - 140			2000 à 3500
Hardee	USA	Jaune	100 – 140			
Jupiter	USA	Jaune + vert	110 - 140			

5.2.3. CULTURE

5.2.3.1. SEMENCES

La faculté germinative du soja diminue plus ou moins rapidement suivant les variétés et les conditions de conservation des semences. L'agriculteur devra en tenir compte et augmenter en conséquence les quantités par hectare de semences.

La densité à l'hectare, donc la quantité de semence nécessaire, est liée au développement de la variété utilisée :

- 0,40 x 0,20 m (125 000 plants / ha soit 30 à 35 kg/ha de semence) ;
- 0,40 x 0,10 m (250 000 plants / ha soit 65 à 70 kg/ha de semence) ;
- 0,30 x 0,10 m (333 000 plants / ha soit 80 à 90 kg/ha de semence).

Poids de 1 000 graines : de 70 g à 140 g.

5.2.3.2. ENGRAIS

Le soja, étant une légumineuse, ne réclame pas de fumure azotée. Par contre, des apports d'acide phosphorique sont toujours nécessaires, complétés éventuellement par de la potasse lorsqu'il y a carence de cet élément.

- Le phosphore P_2O_5 : 60 [kg/ha] ;
- La potasse K_2O : 50 à 100 [kg/ha].

5.2.3.3. RÉCOLTE

Lors de la cueillette, il ne faut pas arracher les plants pour conserver les racines dans le sol.

Les rendements en graines varient de 500 à 1 000 kg/ha et peuvent atteindre 3 tonnes avec des techniques parfaites.

5.2.4. MALADIES ET ENNEMIS

Les maladies et ennemis du soja sont rares pour la culture sur rizière, les plus fréquemment observées sont des insectes volant. La lutte se fait par l'utilisation des insecticides comme le décis ou le nuvan lors du début de la matinée ou vers la fin de l'après-midi.

CHAPITRE 6. ETUDES DES AMENAGEMENTS

Le présent chapitre montre la situation actuelle et l'aménagement proposé pour le périmètre irrigué de Mahasoa Analabe.

6.1. DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE

Ce diagnostic décrit en premier lieu le périmètre et établit en deuxième lieu les visites détaillées des infrastructures existantes.

6.1.1. DESCRIPTION DU PÉRIMÈTRE

Le périmètre irrigué de Mahasoa Analabe se trouve en rive gauche de la rivière Mahaseza. Il est alimenté par un barrage de dérivation traditionnel sis dans le même cours d'eau.

La délimitation du périmètre et l'estimation des surfaces irriguées avec les extensions de 80 hectares sont fait avec le logiciel Mapinfo.

6.1.2. INFRASTRUCTURES EXISTANTES

Le réseau d'irrigation de Mahasoa-Analabe existait depuis des dizaines d'années, il comprend :

- Deux barrages de dérivation soient :
 - Un barrage traditionnel et ;
 - Un ancien barrage en dur.
- Une murette de protection.

6.1.2.1. BARRAGE TRADITIONNEL

Le barrage traditionnel établi par les paysans est façonné d'une manière rudimentaire. Ce barrage est formé par de blocs de rochers et des mottes de terres placés sur une fondation rocheuse. Cette structure ne résiste pas aux crues. Le rétablissement de cet ouvrage est obligatoire à chaque saison culturelle. Les dégradations relevées résultent de :

- ◆ Non résistance de la structure ;
- ◆ Mauvais ancrage de l'ouvrage (ancrage de la fondation et ancrages latéraux).

Ce barrage ne permet d'irriguer que de 30 hectares de superficie.

En absence du réaménagement, la superficie irriguée pourrait être totalement réduite.

Un autre site, juste en aval du barrage traditionnel, a été relevé lors de la mission d'étude permettant d'établir un nouveau barrage en béton cyclopéen ancré sur une assise rocheuse.

6.1.2.2. ANCIEN BARRAGE EN DUR

L'ancien barrage a été construit par une entreprise. Il s'agit d'un barrage en béton, qui n'arrive plus à irriguer convenablement les rizières. Ce barrage a été abandonné par les paysans. La réhabilitation de ce barrage n'est pas envisageable économiquement.

6.2. DESCRIPTION DES AMENAGEMENTS PROPOSES

Les ouvrages à installer sont cités dans cette partie de l'ouvrage. Ces ouvrages sont mis en place dans le but de résoudre les problèmes de gestion du périmètre.

Il s'agit de réaliser les travaux suivants :

- La construction d'un barrage de dérivation ;
- La mise en place des prises en rive droite et en rive gauche ;
- La construction des bâches ;
- La construction d'un ouvrage de réalimentation ;
- Le creusement des canaux en rive droite ; et
- Le creusement et le régabarage des canaux en rive gauche.

6.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

6.3.1. BARRAGE ADÉQUAT AU PROJET

En rapport avec le débit de crue du projet, un barrage de dérivation est envisagé, qui permettra de :

- ☞ Dériver un débit de 278 [l/s] au niveau des prises ;
- ☞ Evacuer la crue décennale de 125 m³/s ;
- ☞ Présenter une structure pérenne.

Le barrage est implanté de façon à satisfaire les conditions suivantes :

- ☞ Emplacement à une cote élevée (cote 96,00 m) permettant de dominer les surfaces irrigables ;
- ☞ Sur une assise rocheuse qui constituera l'ancrage du corps du barrage.

Le barrage de dérivation est un ouvrage installé à travers de la rivière pour dériver une partie de l'eau pendant la période d'irrigation en vue d'assurer les besoins en eau des plantes considérées.

Le type de barrage adéquat au projet est un barrage fixe de profil trapézoïdal pour une facilité de construction et d'entretien. Ce barrage est en béton cyclopéen, assis sur une fondation rocheuse. Il est muni de deux prises sur les deux rives.

Le barrage est formé :

- du corps du barrage ;
- des murs déflecteurs ;
- de l'ouvrage de chasse ;
- des prises principales.

Le corps du barrage est caractérisé par :

- La crête du barrage ;
- Sa base ;
- Son talus aval ;
- La forme du déversoir ;
- Les matériaux de construction et ;
- L'ancrage.

La crête du barrage est conçue de façon à constituer un déversoir. Cet évacuateur de crue est un ouvrage sur lequel la crue s'écoule. La base du barrage est déterminée de manière à assurer la stabilité mécanique de l'ouvrage. Cette base est dimensionnée à 2,9 [m]. La valeur du talus aval de l'ouvrage est égale à 1/1, contribuant à la stabilité mécanique du barrage. Elle facilitera aussi l'écoulement des crues en aval. Le déversoir adopté a une forme trapézoïdale, constituant un ouvrage à bord épais. Le corps du barrage est construit avec du béton cyclopéen dosé à 350 kg de ciment par m^3 de béton. Même si le barrage est stable, il est nécessaire de l'ancrer sur la fondation rocheuse à l'aide de cannes en fer pour avoir plus d'assurance de stabilité.

Les murs déflecteurs :

Les murs déflecteurs ne doivent pas être submergés, seront en conséquence arasés à une cote supérieure de 0,20 m par rapport au niveau du PHEC, afin d'éviter le déversement des eaux dans l'avant canal. La cote PHEC est égale à 100,76 m. Il est obligatoire de s'assurer également que :

- Les cultures situées en amont du barrage ne soient pas inondées ; et que
- L'ouvrage ne serait pas contourné.

Ces murs présentent les caractéristiques suivants :

- Crête : elle a pour largeur égale à 1 m et arasée à la cote 100,96 m ;
- La hauteur du mur en rive droite : 2,3 [m] ;
- La hauteur du mur en rive gauche : 2,6 [m] ;
- Le fruit du talus aval est égal à 1/3 m ;
- Ils sont construits avec du béton cyclopéen dosé à 350 kg/ m^3 .

Les murs déflecteurs sont fondés et ancrés sur un affleurement rocheux, et sont aussi ancrés latéralement au niveau des talus des berges de la rivière.

Ouvrage de chasse :

L'ouvrage de chasse est nécessaire pour éviter les transports solides du fond vers l'avant canal. L'emplacement idéal de cette vanne de chasse est le point qui est à la fois le plus bas du barrage et le plus près de la prise. Ces deux conditions sont rarement réunies.

L'ouvrage choisi est de type batardable, constitué par des poutrelles en bois, des madriers 7x17 portées par des rainures sur le corps du barrage et une pile intermédiaire.

Les prises principales :

Les prises d'eau sont les organes qui, à partir du barrage, permettent d'alimenter le canal. Elles sont situées dans les murs déflecteurs. Elles sont aussi de type batardable formées par des poutrelles de madrier 7x17, portées par des rainures sur les murs d'ancrage. Elles ont les dimensions suivantes :

- Pour la prise en rive gauche :
 - Largeur : 0,4 m ;
 - Hauteur : 0,6 m.
- Pour la prise en rive droite :
 - Largeur : 0,4 m ;
 - Hauteur : 0,6 m.

6.3.1.1. DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

63111. Cote à la crête du barrage

Elle est calculée à partir de la cote la plus haute de la riziére, de la hauteur d'eau voulue dans la riziére, des pertes de charges totales du réseau depuis les ouvrages en tête jusqu'à la parcelle.

On obtient la cote de la crête du barrage en additionnant tous ces différents éléments :

$$Z_B = Z_r + h_r + \Delta h_1 + \Delta h_2$$

Dans laquelle :

- Z_B : la cote du barrage en [m] ;
- Z_r : la cote de la riziére la plus élevée en [m] ;
- h_r : la hauteur d'eau voulue dans la riziére [m] ;
- Δh_1 : la perte de charge continue dans les canaux en [m] ;
- Δh_2 : la perte de charge dans les prises du barrage en [m] ;
 - la cote de la riziére la plus élevée :

Dans le cas de ce projet :

$$Z_r = 97,70 \text{ [m].}$$

➤ la hauteur d'eau voulue dans la riziére :

$$hr = 0,10 \text{ [m]} .$$

➤ la perte de charge continue dans les canaux :

$$\Delta h1 = 0,3 \text{ [m]} .$$

➤ la perte de charge dans les prises du barrage :

$$\Delta h2 = 0,10 \text{ [m]} .$$

➤ la cote de la crête du barrage :

D'après tous les calculs précédemment effectués, la crête du barrage se trouve à une cote égale à 98,20 m.

63112. Hauteur du barrage

Le barrage doit dominer topographiquement toute la superficie du périmètre. Sa hauteur est obtenue par la différence de la cote de la crête du barrage et de celle du fond de la rivière. La hauteur maximale du barrage est posée comme sa hauteur pour le calcul de la stabilité.

La hauteur du barrage est

$$H_B = Z_B - Z_f$$

Dans laquelle :

- Z_B : la cote de la crête du barrage qui est égale à 98,20[m] ;
- Z_f : la cote du fond de la rivière qui est égale à 96,00 [m].

Alors,

$$H_B = 2,20 \text{ [m]}$$

63113. Longueur du barrage

La longueur du barrage est égale à 41 [m] qui est légèrement supérieure à la largeur du lit de la rivière.

63114. Hauteur de la lame d'eau

La hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil déversoir est déterminée à partir de la formule de déversoir suivante :

$$Q = m \times L \times \sqrt{2 \times g} \times H^{\frac{3}{2}}$$

En effet ;

$$H = \left[\frac{Q}{m \times L \times \sqrt{2 \times g}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Dans laquelle :

- H : la hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil en [m] ;
- Q : le débit de crue du projet en [m^3/s] ;
- m : le coefficient de débit ;
- L : la longueur du seuil déversoir en [m] et ;
- g : l'accélération de la pesanteur [m/s^2].

Après le calcul :

$$H = 1,43 \text{ [m]}$$

63115. Fondation

Dans le cas du présent projet, le sol de fondation est rocheux. Elle est en générale la partie la plus importante de l'ouvrage. C'est la partie la plus coûteuse et la plus difficile à construire.

Quelques facteurs seront à prendre en compte dans la conception de la fondation :

- La sécurité de l'ouvrage contre la sous-pression ;
- La sécurité de l'ouvrage contre l'affouillement à l'aval par rapport à:
 - la dissipation de l'énergie pour un barrage déversant.
 - la modification du régime des transports solides.

L'ouvrage doit être ancré sur le seuil rocheux par des fers d'ancrage.

Un simple programme sur EXCEL porté en annexe 03 – page 99 (annexe : stabilité du barrage), montre les différents résultats de calculs et qui permet d'adopter les différentes caractéristiques du barrage suivants :

- la longueur du seuil du barrage égale à 41 [m] ;
- la largeur de la crête du barrage égale à 0,7 [m];
- Hauteur du barrage prise égale à 2,2 [m] ;

Le barrage contient deux ouvrages de chasse qui doivent être ouvertes en période de crue et nécessite donc la prise de responsabilité des bénéficiaires.



FIGURE.3.SOL DE FONDATION DU BARRAGE

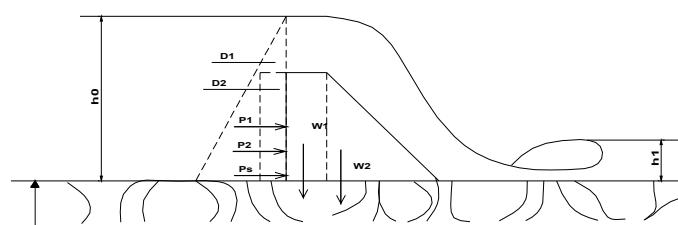
6.3.1.2.ÉTUDE DE STABILITÉ DU BARRAGE

L'étude de stabilité du barrage consiste à vérifier les conditions de la stabilité au glissement, de la stabilité au renversement et la stabilité élastique.

S'agissant de la stabilité d'un ouvrage, il faut toujours rester dans le cas la plus défavorable.

L'élément constitutif du barrage est caractérisé par son propre corps. La description physique de l'ouvrage est représentée ci-dessous.

FIGURE.4.CARACTÉRISTIQUES ET FORCES AGISSANT SUR LE BARRAGE



63121. Hypothèse de calcul

Les hypothèses suivantes sont adoptées pour bien mener notre calcul :

- Les calculs sont effectués par mètre linéaire.
- Le poids volumique du béton est égal à 2 500 [Kg/m³].
- La masse volumique de l'eau est égale à 1 000 [Kg/m³] ;
- La masse volumique de sédiment est égale à 1 600 [Kg/m³].

Par contre, les forces suivantes ne sont pas prises en compte pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage :

- Le poids de l'eau au dessus de la crête du déversoir ;
- La poussée de l'eau sur le parement aval.

63122. Inventaire des forces

Les forces agissantes sur l'ouvrage sont :

- La poussée de l'eau ;
- La poussée des sédiments ;
- Le poids de l'ouvrage.

✓ La poussée de l'eau

La poussée de l'eau est l'ensemble de la force de pression hydrostatique exercée par l'eau sur le parement amont du barrage. Elle est donnée par la somme des deux résultantes P₁ et P₂ représenté sur la figure n° 4.

Elle est donnée alors par :

$$P = P_1 + P_2$$

Avec :

$$P_1 = \rho_{eau} \times H_0 \times H_b$$

Et

$$P_2 = \frac{1}{2} \times \rho_{eau} \times H_b^2$$

Dans lesquelles :

- P : la poussée de l'eau exprimée en [kgf] ;
- P₁ : la résultante des forces dans le diagramme D2 rectangulaire en [kgf] ;
- P₂ : la résultante des forces dans le diagramme D1 triangulaire en [kgf] ;
- ρ_{eau} : la masse volumique de l'eau en [kg/m³] ;
- H₀ : la charge en amont du déversoir en [m] ;
- H_B : la hauteur du barrage en [m].

La poussée de l'eau est donc :

$$P_1 = 3139 \text{ [kgf]}$$

Et

$$P_2 = 2420 \text{ [kgf]}$$

$$P = 5559 \text{ [kgf]}$$

✓ La poussée des sédiments

La valeur de la poussée des sédiments est obtenue par la formule suivante :

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma i \times h_s^2 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Dans laquelle :

- P_s : la poussée des sédiments exprimée en [kgf] ;
- γi : le poids volumique immergé [1,6T/m³] ;
- Φ : l'angle de frottement interne ;
- h_s : l'épaisseur du dépôt en amont du barrage en [m].

Alors :

$$P_s = 29 \text{ [kgf]}$$

✓ le poids propre du barrage

L'action du poids propre de l'ouvrage est l'action généralement stabilisatrice. Il est donné par la somme des poids de toutes les parties du barrage.

Pour la partie 1

$$W_1 = 3850 \text{ [Kg]} ;$$

Pour la partie 2

$$W_2 = 6050 \text{ [Kg]}.$$

Le poids propre du barrage est égal à 9 900 [kg] par mètre linéaire.

63123. Calcul de stabilité

✓ **Stabilité au glissement**

Les forces horizontales, les poussées hydrostatiques et la poussée de sédiment, agissant sur le barrage tendent à le glisser vers l'aval.

En négligeant la cohésion à la fondation, la stabilité au glissement est vérifiée si l'expression suivante est vérifiée :

$$K_g = \frac{\sum (W - U) \times \operatorname{tg}\phi}{\sum P} > 1$$

Dans laquelle :

- W : la somme des forces verticales dues au poids du barrage en [kg] ;
- U : la sous-pression ;
- $\sum P$: la résultante des forces horizontales ;
- $\operatorname{tg}\phi$: le coefficient du frottement du béton avec le sol de fondation :
 - $\operatorname{tg}\phi = 0,60$ pour un sol de fondation meuble ;
 - $\operatorname{tg}\phi = 0,75$ pour un sol de fondation rocheux ;
- K_g : le coefficient de glissement est égal à 1,33.

Conclusion :

L'ouvrage est stable au glissement.

✓ Stabilité au renversement

La poussée de l'eau, sur le parement amont du barrage, agit pour renverser le barrage au tour de l'axe passant par l'extrémité aval de la fondation. Pour éviter le renversement de l'ouvrage, il doit être suffisamment lourd car c'est seulement son propre poids qui agit pour le stabiliser. Autrement dit, il faut que la résultante des forces verticales passe à l'intérieur de la tiers centrale de la fondation.

La stabilité au renversement est assurée si le coefficient de sécurité K_r est supérieur à 1,5.

$$K_r = \frac{\sum \text{Moment de stabilité}}{\sum \text{Moment de renversement}}$$

Où $K_r > 1,5$

$$1,5 < \frac{\sum M_s}{\sum M_r}$$

Avec :

- $\sum M_s$: la somme des moments stabilisatrices par rapport au point à l'extrême aval du barrage ;
- $\sum M_r$: la somme des moments qui tend à renverser l'ouvrage par rapport à ce même point ;
- K_r : le coefficient de renversement, qui est égal à 3,57.

Conclusion :

Le barrage est stable au glissement.

✓ Stabilité élastique

La stabilité élastique consiste à comparer les contraintes maximales dues à la fondation de l'ouvrage par rapport à la résistance admissible du sol. L'ouvrage est soumis à une flexion composée, constituée par une contrainte de compression due à la somme de forces verticales et une contrainte de flexion exercée par la poussée hydrostatique sur le parement amont du barrage. Il faut que la valeur de la contrainte maximale soit inférieure à la contrainte au sol :

$$\sigma_{\max} < \sigma_s$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times \gamma}{I}$$

Avec :

$$I = \frac{B^3}{12} \text{ Et } \gamma = \frac{B}{2}$$

Enfin

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{6 \times M}{B^2}$$

Où :

- σ_{\max} : la contrainte maximale exercée au sol de fondation ;
- σ_s : la contrainte au sol de fondation ;
- N : la somme des efforts normaux à la section en [kg] ;
- S : l'aire de la section en [m^2] ;
- 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 [m^4] ;
- γ : la distance maximale de l'axe neutre exprimée en [m] ;
- B : la base de fondation en [m].

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} - \frac{6 \times M}{B^2} = 4,1 \left[\frac{T}{m^2} \right]$$

La valeur de σ_{\max} est largement inférieure à la valeur 100 [T/m²] correspondant des roches compactes ; source : J D RASOLOFONIAINA – Formation dans le domaine technique en matière de MPI.

Conclusion :

La stabilité élastique du barrage est vérifiée.

- **Conclusion :**

Après avoir effectué tous les calculs de la stabilité du barrage, les dimensions du barrage retenues sont inscrites dans le tableau suivant :

TABLEAU N°30. LES DIMENSIONS RETENUES DU BARRAGE

Hauteur max [m]	Largeur en crête [m]	Fruit du talus de la paroi aval [m/m]	Longueur total de la base [m]	Longueur total du barrage [m]
2,2	0,70	1/1	2,9	41

Les différents calculs de stabilité seront portés en annexe 03 (annexe : stabilité du barrage).

➤ **L'ancrage du barrage sur la fondation rocheuse**

a) *Le diamètre du fer d'ancrage :*

Le barrage est stable au glissement et au renversement. Même si la fondation est rocheuse il faut ancrer l'ouvrage pour sa sécurité. L'utilisation des cannes d'ancrage de diamètre 14 [mm] (Φ 14), placées en quinconce tous les 50 [cm] permet de solidariser le rideau du barrage en béton cyclopéen avec la sol de fondation rocheuse. Elles sont disposées comme des armatures de coutures respectant les pourcentages des armatures minimales.

b) *La profondeur de l'ancrage :*

La relation suivante est utilisée pour la détermination de la profondeur de l'ancrage :

$$l = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Dans laquelle :

- l : la profondeur d'ancrage ;
- Φ : la diamètre de l'ancrage ;
- f_e : la limite d'élasticité ;
- τ_{su} : la contrainte admissible.

En pratique, la relation suivante est adoptée :

$$l = 50 \times \Phi$$

alors

I = 70 [cm].

6.3.1.3. DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DE STABILITÉ DES MURS D'ENCAISSEMENT

63131. Hypothèse de calcul

Les hypothèses de calcul suivants sont à considérer pour le dimensionnement et le calcul de stabilité des murs d'encaissemens.

- La masse volumique du béton cyclopéen est égale à 2 500 [kg/m³] ;
- La masse volumique de l'eau est égale à 1 000 [kg/m³] ;
- La masse volumique des sédiments est égale à 1 600 [Kg/m³] ;
- Tg Φ = 0 ,60 ;
- Angle de frottement interne est égal à 25° .

Le stabilité se calcul de même façon que pour le barrage.

63132. Inventaire des forces

- Le poids de l'ouvrage ;
- La poussée de l'eau ;
- La poussée de terre.

- ✓ Les poids des murs en rive gauche et en rive droite :

Les poids des murs sont représentés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°31. POIDS DES MURS EN RIVE GAUCHE ET DROITE

Rive	Gauche	Droite
Poids du mur en [KN]	7,1	2,5

- ✓ La poussée de l'eau :

TABLEAU N°32. POUSSÉE DE L'EAU

Rive	Gauche	Droite
Poussée de l'eau en [Kgf]	3 200	2 486

- ✓ La poussée de terre :

TABLEAU N°33. POUSSÉE DE TERRE

Rive	Gauche	Droite
La poussée de terre [Kgf]	2 078	1 165

✓ **Calcul de stabilité**

- Pour le mur en rive gauche :

$$Kg = 1,02 > 1$$

$$Kr = 2,25 > 1,5$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 9,72 \text{ [T/m}^2\text{]} < \sigma_{\text{min}} = 100 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

Le mur déflecteur en rive gauche est donc stable au glissement, au renversement et la stabilité élastique est aussi vérifiée. Donc elle est stable.

- Pour le mur en rive droite :

$$Kg = 1,12 > 1$$

$$Kr = 2,61 > 1,5$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 7,85 \text{ [T/m}^2\text{]} < \sigma_{\text{min}} = 100 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

Le mur déflecteur en rive droite est aussi stable d'après les résultats ci-dessus.

6.3.2. CALAGE HYDRAULIQUE

Le calage hydraulique permet de dimensionner les canaux d'irrigation afin d'avoir la section optimale pour le débit à transiter. Il consiste alors à déterminer les caractéristiques des canaux tels que :

- la hauteur d'eau dans le canal (h en m) ;
- la largeur de la base (b en m) et ;
- la vitesse de l'écoulement (V en m/s).

Soient les paramètres à considérés :

- Q_n : débit nominal dans le canal
- Q_o : 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.

Pour pouvoir effectuer le calage hydraulique il faut respecter trois conditions suivantes :

$$1. \frac{|Q_n - Q_0|}{Q_0} \leq 5\%$$

$$2. R \approx \frac{h}{2}$$

$$3. V_{\min} < V < V_{\max}$$

Le tableau suivant figure la section des canaux en terre et des bâches :

TABLEAU N°34. SECTION DES CANAUX D'IRRIGATION

Désignation		Section		
		Base en [m]	Hauteur en [m]	fruit
Canaux en terre		0,4	0,6	1/1
bâches	Rive droite	0,4	0,7	0
	Rive gauche	0,4	0,4	0

6.3.3. BÂCHES

Les bâches sont utilisées pour le franchissement des thalwegs larges et profonds. Une bâche est constituée par deux culées implantées aux niveaux des berges du thalweg, une pile intermédiaire et le canal. Les bâches sont en bétons armés, elles ont un profil rectangulaire pour la facilité de construction. Les culées et la pile intermédiaire sont en maçonnerie de moellons.

Les dimensions et la localisation des bâches sont figurées dans le tableau suivant :

TABLEAU N°35. DIMENSIONS ET LOCALISATION DES BÂCHES

Dimension en [m]	Rive droite							Rive gauche		
	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4	N° 5	N° 6	N° 7	N° 1	N° 2	N° 3
Numérotation des bâches										
Longueur	12	11	3	12	10	10	15	11	15	15
Hauteur H1	2,4	0,9	0,5	1,4	2,5	1,2	1,2	1,9	2,6	3,0
Hauteur H2	2,4	0,9	0,5	1,4	2,5	1,2	1,2	1,9	3,0	3,0
Hauteur au milieu	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,5	0,0	1,5	3,0
PM [m]	428	475	698	820	996	1251	1560	420	1220	1640

6.3.3.1. DIMENSIONNEMENT ET STABILITÉ DES BÂCHES

63311. Hypothèse de calcul

Les hypothèses de calcul suivant sont à considérer pour le dimensionnement et le calcul de stabilité des bâches.

- La masse volumique des maçonneries de moellon est égale à 2 500 [kg/m³] ;
- La masse volumique de l'eau est égale à 1 000 [kg/m³] :
- La masse volumique des sédiments est égale à 1 600 [Kg/m³] ;
- $Tg \Phi = 0,60$;
- Angle de frottement interne est égal à 25°.

Le poids de l'ouvrage n'est pas pris en compte pour la stabilité de l'ouvrage.

63312. Inventaires des forces

- Le poids de la pile ;
 - Les poussées de terre.
- a) Le poids de la pile :

Le tableau suivant donne le poids de chaque pile des bâches :

TABLEAU N°36. POIDS DE CHAQUE PILE DES BÂCHES

Rive	Droite							Gauche	
Numéro bâche	1	2	3	4	5	6	7	1	2
Poids en [KN]	57,4	17,5	10,0	28,8	60,7	24,0	24,0	42,1	82,2

- b) Les poussées de terre :

La poussée de terre est donnée par la formule de Rankine qui s'écrit :

$$P_s = \frac{1}{2} \times \rho_s \times g \times H^2 \times \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right) \right]^2$$

Dans laquelle :

- P_s : la poussée de terre en [KN] ;
- ρ_s : la densité du sol
- H : la hauteur de la pile en [m] et ;
- g : l'accélération de la pesanteur [m/s²].

Ses valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

TABLEAU N°37. POUSSÉE DE TERRE

Rive	Droite							Gauche	
Numéro bâche	1	2	3	4	5	6	7	1	2
Poussée de terre en [KN]	19,9	3,2	1,2	7,2	21,2	5,4	5,4	12,8	30,6

63313. Calcul de la stabilité des piles :

a) Stabilité au glissement :

Les piles sont stables si la condition suivante est vérifiée :

$$C_g = \frac{P}{P_s} \times \tan \rho > 1$$

Dans laquelle :

- C_g : le coefficient de glissement ;
- P : le poids de la pile [KN].
- P_s : la poussée de terre [KN].
- $\tan \rho = 0,60$.

b) Stabilité au renversement :

La stabilité au renversement des piles est vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

$$C_r = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1,5$$

Où :

- C_r : le coefficient de renversement ;
- $\sum M_s$: la somme des moments stabilisatrices [KNm];
- $\sum M_r$: la somme des moments de renversement [KNm].

Les résultats des calculs de stabilité sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°38. COEFFICIENT DE STABILITÉ DES MURS (GLISSEMENT ET RENVERSEMENT)

Rive	Droite							Gauche	
Bâche n°	1	2	3	4	5	6	7	1	2
C_g	1.5	1.8	1.3	1.6	1.7	1.4	1.1	1.5	1.6
C_r	2	2.3	1.9	2.2	2.3	2.1	1.8	2.4	2.1

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus les piles sont stables au glissement et au renversement.

6.3.4.0 OUVRAGE DE RÉALIMENTATION

L'ouvrage de réalimentation est un ouvrage qui permet de dériver une partie d'eau d'un cours d'eau pour alimenter le canal d'irrigation en aval de l'ouvrage. Il est constitué par un corps de l'ouvrage prolongé à travers le lit du cours d'eau. Le corps de l'ouvrage est construit avec des maçonneries de moellons. Il a les dimensions suivantes :

- Largeur en crête : 0,70 [m] ;
- Hauteur : 1,20 [m] ;
- Longueur : 15 [m] ;
- Largeur de la base : 1,20 [m] ;

L'ouvrage est ancré sur un sol de fondation rocheux.

6.3.4.1. ESTIMATION DU DÉBIT DE CRUE AU DROIT DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION

Le débit de crue au droit de l'ouvrage de réalimentation est déterminé à partir de la méthode rationnelle car la superficie de son bassin versant est égale à 1,2 Km².

Le tableau suivant donne les caractéristiques du bassin versant :

TABLEAU N°39. CARACTÉRISTIQUE DU BASSIN VERSANT DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION

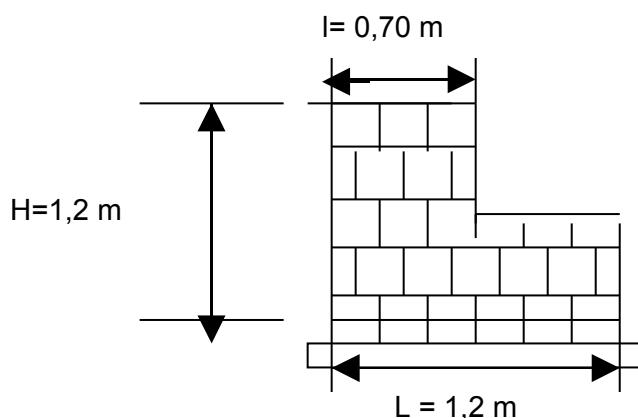
Superficie [Km ²]	Longueur [Km]	Zmax [m]	Zmin [m]	Zmoy [m]	Pente I [m/m]
1,2	0,9	837	700	769	0,15

Les débits de crues au droit de l'ouvrage de réalimentation sont donnés par le tableau suivant :

TABLEAU N°40. DÉBIT DE CRUE AU DROIT DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION – FORMULE RATIONNELLE

S (km ²)	Tc (h)	Q5 (m ³ /s)	Q10 (m ³ /s)
1,2	0,3	17	20

6.3.4.2. DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION



Les dimensions retenues pour cet ouvrage sont figurées dans le tableau ci-après :

TABLEAU N°41. DIMENSIONS DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION

Largeur en crête [m]	0,7
Largeur de la base [m]	1,2
Hauteur [m]	1,2

6.3.4.3. CALCUL DE STABILITÉ DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION

63431 : L'hypothèse de calcul

Dans toute l'étude de stabilité de l'ouvrage, les hypothèses suivantes sont considérées :

- Les calculs sont effectués par mètre linéaire ;
- Le poids volumique de la maçonnerie est égal à 2 500 [Kg/m³].

Par contre, les forces suivantes ne sont pas prises en compte pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage :

- Le poids de l'eau au dessus de la crête du déversoir ;
- La poussée de l'eau sur le parement aval.

63432 : Inventaire des forces

Les forces qui entrent en jeu sont :

- a) La poussée de l'eau ;
 - b) La poussée des sédiments et ;
 - c) Le poids de l'ouvrage
- a) La poussée de l'eau**

La poussée de l'eau est donnée par la somme des deux poussées hydrostatiques P_1 et P_2 .

$$P_1 = 978 \text{ [Kgf]}$$

Et

$$P_2 = 720 \text{ [Kgf]}$$

Alors,

$$P = P_1 + P_2 = 1 698 \text{ [Kgf]}$$

- b) La poussée des sédiments**

La masse volumique des sédiments est égale à 1 600 [Kg/m³] et sa hauteur est de 0.25 [m].

Après calcul :

$$P_s = 20 \text{ [Kgf].}$$

- c) Le poids de l'ouvrage**

Le poids total de l'ouvrage est égal à la somme de W_1 et W_2 .

$$W_1 = 2 100 \text{ [Kg]}$$

Et

$$W_2 = 875 \text{ [Kg]}$$

Alors,

$$W = W_1 + W_2 = 2\ 975 \text{ [Kg]}$$

d) Stabilité au glissement

L'ouvrage de réalimentation est stable au glissement si le coefficient de glissement K_g est supérieur à 1.

Après calcul,

$$K_g = 1,04 > 1 ;$$

Donc, l'ouvrage est stable au glissement.

e) Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée si le coefficient de renversement K_r est supérieur à 1,5.

Après opération,

$$K_r = 2,3 > 1,5 ;$$

Donc, l'ouvrage est stable au renversement.

f) Stabilité élastique

L'ouvrage vérifie la stabilité interne si la valeur de la contrainte maximale est inférieure à la contrainte admissible du sol de fondation.

$$\sigma_{\text{adm sol de fondation}} = 40 \text{ [T/m}^2\text{]} ;$$

$$\sigma_{\text{max}} = 2,5 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

D'où :

$$\sigma_{\text{adm sol de fondation}} > \sigma_{\text{max}}$$

La stabilité élastique est donc vérifiée.

6.4.COÛT ESTIMATIF DES TRAVAUX

L'estimation du coût 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.

Ces 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 deuxième semestre de l'année 2005. Les coûts sont explicités à l'annexe n° 5 à la page 111 (annexe des bordereaux détails estimatifs).

Le projet comporte les principaux ouvrages indispensables pour assurer la maîtrise de l'eau dans le périmètre. Le coût du Projet se compose en celui des travaux, celui de la Maîtrise d'œuvre et les Semences fournies par le Projet. Son montant est de ariary 190 099 552 dont ariary 13 600 000 parts bénéficiaires.

Le récapitulation des coûts estimatifs des travaux sont représentés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°42. RÉCAPITULATION DES COÛTS ESTIMATIFS DES TRAVAUX

Désignation	Montant en Ariary
BARRAGE ET AVANT CANAL	63 892 200
OUVRAGE SUR CANAL EN RIVE DROITE	
Bâche n° 1	6 724 000
Bâche n° 2	5 248 000
Bâche n° 3	1 368 200
Bâche n° 4	6 268 000
Bâche n° 5	5 521 000
Bâche n° 6	4 846 000
Bâche n° 7	10 324 000
Ouvrage de réalimentation	6 832 000
OUVRAGE SUR CANAL EN RIVE GAUCHE	
Bâche n° 1	5 923 000
Bâche n° 2	11 005 000
Bâche n° 3	11 455 000
TOTAL GENERAL	139 406 400

TOTAL HTVA : 139 406 400

TVA 18 % : 25 093 152

PARTS BENEFICIAIRES : 13 600 000

MAÎTRISE D'ŒUVRE : 12 000 000

TOTAL TVAC : **190 099 552**

Les travaux de creusements et régabaritages des canaux d'irrigation sont les parts bénéficiaires.

CHAPITRE 7. ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DE PROJET

7.1. INTRODUCTION

L'étude consiste à analyser les conséquences de la réalisation du projet sur le milieu naturel que sur les habitants de la zone. L'étude se divise en sept parties :

- La mise en contexte du projet ;
- La description du milieu récepteur ;
- La description du projet ;
- L'identification des impacts ;
- L'évaluation des impacts ;
- Les mesures d'atténuation, et ;
- L'élaboration du plan de gestion environnemental.

7.2. MISE EN CONTEXTE DU PROJET

L'adoption de la loi portant sur la Charte de l'Environnement, Article n°10 – Loi n° 90 033 du 21/12/90, modifiée par la loi n° 97 012 du 06/06/97 stipule que :

«Les projets d'investissements publics 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 desdits projets ainsi que la sensibilité du milieu d'implantation».

La cooptation du décret relatif à la Mise en Compatibilité des Investissements (MECIE), le décret n°99.954 du 15 Décembre 1999 est relatif à la mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement, dans son Article n°5 et Annexe II, relatives au réseau hydroagricole précise que le présent projet est soumis à une Analyse Environnementale.

7.2.1. PRÉSENTATION DU PSDR

Le « Projet de Soutien au Développement Rural » (PSDR) a pour but de supporter les activités de développement en milieu rural. Aidé par la banque mondiale, il finance des projets tels « Aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe dans la Commune rurale d'Ikalamavony, District d'Ikalamavony dans la Province autonome de Fianarantsoa » selon l'accord de crédit N°3524-MAG de l'IDA.

Adresse : PSDR - UPEP Fianarantsoa

Immeuble Tranon'ny Trondro

Lot IE 23 Anjoma – Fianarantsoa 301

7.2.2. PRÉSENTATION DE L'ASSOCIATION

Les bénéficiaires initiateurs du projet se regroupent au sein d'une association des usagers de l'eau (AUE) dénommée « FANEVAMPAMOKARANA ». L'association a son siège à Ambalamarina, chez RAMANANDRAISOA Emeline, localité d'Ambodivohitra, Commune rurale d'ikalamavony. Selon l'arrêté communal numéro 413/ COM/ RUR/ IK/ FIK/ 04, l'association a déposé le statut à la Commune le 10 novembre 2004, reconnaissance juridique d'une association selon la loi 60 – 133 du 03 octobre 1960. En application de la loi 90 – 016 du 20 juillet 1990 relative à la gestion, l'entretien du réseau hydroagricole pour un AUE.

Les membres de bureau sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°43. MEMBRE DU BUREAU DE L'ASSOCIATION

Fonction	Noms et prénom	N° CIN
Présidente	RAMANANDRAISOA Emeline	203 992 008 766
Vice – président	RAZAFIMANANTSOA Albert	219 301 000 723
Secrétaire	ANDRIAMIHAJA Angelo	220 191 001 652
Trésorier	RAJERIMIASY Gilbert	

7.3. DESCRIPTION DU MILIEU RÉCEPTEUR

7.3.1. LOCALISATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Le périmètre de Mahasoa Analabe se situe dans la Commune rurale d'ikalamavony, District d'ikalamavony dans la région haute Mahatsiatra, Province de Fianarantsoa et se trouve dans la localité d'Ambodivohitra. La zone est limitée au Nord par le campement d'Ambalamarina et au Sud par la localité de Tsaratanana.

7.3.2. DESCRIPTION DU MILIEU RECETEUR DANS LA ZONE D'ÉTUDE

7.3.2.1. LE MILIEU BIOPHYSIQUE

1. Climat

La zone d'étude fait partie du régime tropicale de moyenne altitude. Généralement l'année se divise en deux saisons :

- Saison pluvieuse de novembre en mars, période des cyclones tropicaux ;
- Saison sèche d'avril en novembre, parfois marquées par des crachins.

Elle fait partie du plateau située à l'ouest de la Province de Fianarantsoa caractérisée par une pluviométrie annuelle de 1000 mm à 1500 mm, la température moyenne varie entre 22°C et 25°C.

2. Morphologie

Un paysage à dos d'âne avec des montagnes d'une altitude conséquente encercle la région avec des plaines saccadées par des vallées parfois creuses. Le relief est typique de la haute terre Malgache et surtout de la région de Haute Mahatsiatra. L'altitude moyenne de la région avoisine le 1200 mètres.

3. Pédologie

Le sol est à dominance ferrugineux tropical peu ou non lessivé, parfois sur des matériaux limono-sableux, et des affleurements des latérites de couleur vive. L'existence des formations rocallieuses démontre bien la conséquence fâcheuses des feux de brousses ; les sols argileux dominent dans les bas fond et les zones inondables.

4. Hydrographie

Les principaux cours d'eau dans la région d'Analabe prennent leur source dans la montagne avoisinante. Ce sont la rivière Mahaseza, permanente et non tarissable même en saison sèche, et la rivière Analabe. Ces cours d'eau se déversent dans le fleuve Mahatsiatra.

La zone abrite quelques ruisseaux tel Masiaboay ou Voailo. Aucun lac permanent de grande importance n'est recensé dans le périmètre.

5. Flore et faune

La végétation dans le périmètre est dominée par une formation de savane herbacée. Aux alentours du barrage, une formation arborée constituée par des *Dimaka*, *Adabo*, *Manguier* et *Motro* (nom vernaculaires) est aussi constatée. Les galeries de végétations se forment le long du cours d'eau ; les revêtements forestiers sont localisés et constitués essentiellement par des *eucalyptus* et des *Tapia*. Les formations secondaires, résultat anthropique, spécifient la zone.

La faune de la région est formée d'insecte et d'oiseau ; le crocodile (*crocodylus niloticus*) peuple les cours d'eau de la région.

7.3.2.2. LE MILIEU HUMAIN

➤ Population

La population dans la région est majoritairement constituée par de Barabory, mais parmi les exploitants, il y a des gens originaires du sud et des plateaux. La préoccupation majeur de la population est la mise en valeur des terres agricoles, la plupart du temps par la riziculture et la pratique des autres spéculations. La tradition de l'élevage bovin de type extensif est pratiquée par tout le monde.

➤ **Santé**

Le campement de Mahasoa Analabe, comme presque tous les villages de la localité d'Ambodivohitra, n'a pas de Centre de Santé de Base (C S B). Il faut parcourir quelques kilomètres pour rejoindre le chef lieu de la Commune d'Ikalamavony afin de trouver un médecin. Le taux de fréquentation est encore moyen, malgré l'éloignement. La place du tradipraticien commence à reculer dans la vie quotidienne. Les maladies habituelles dans la région sont la diarrhée, le paludisme, les infections cutanées ; en saison des pluies, le taux d'infection est élevé. Le manque d'hygiène ainsi que le manque de personnel sanitaire reste un grand problème pour le bien être de la population.

➤ **Eau potable**

L'accès à l'eau potable reste un des problèmes de la zone d'Ikalamavony. Aucune adduction d'eau potable n'existe dans le campement. La population d'Ambalamarina, de Tsaratanana ou d'Analabe, puise l'eau dans la rivière Mahaseza ; ce dernier sert à la fois d'eau de ménage et d'irrigation pour la riziculture. Certainement des effets néfastes seront engendrés par ce manque d'eau potable, sur le plan sanitaire et hygiène. Le vrai problème se montre durant l'Asara, saison de pluie, où se confondent l'eau d'irrigation et l'eau à utiliser pour le ménage et pour l'hygiène.

➤ **Education**

Une école primaire existe à Ambalamarina pour les enfants aux alentours du campement. Pour l'établissement secondaire, les élèves de la localité devront rejoindre la ville d'Ikalamavony. L'abandon précoce, malgré l'encouragement de la Commune et la politique de l'Etat, est inéluctable. Le manque d'infrastructure et l'éloignement des écoles entraînent un taux d'analphabétisation encore important.

➤ **Sécurité**

La régression du phénomène de banditisme fait sortir la zone d'Ikalamavony de petit pas d'une zone rouge au point de vue sécurité. Le partenariat entre Fokonolona et les forces de l'ordre se trouve plus qu'appréciable.

7.4.DESCRIPTION DU PROJET

Le projet consiste à réaliser un barrage et des ouvrages annexes résumé ci-dessous :

TABLEAU N°44. LES TRAVAUX À RÉALISER

Désignation	Description	Utilisation
Barrage	Longueur : 41[m] Hauteur : 2,2 [m] Largeur en crête : 0,7 [m] Largeur de la base : 2,9[m] Nombre : 1	Dériver une partie de l'eau de la rivière pour irriguer le périmètre de Mahasoa Analabe.

Désignation	Description	Utilisation
Bâche	Bâche n°1 (rive droite) Localisation : PM 428 Longueur : 12 [m] Hauteur H1 : 2,4 [m] Hauteur H2 : 2,4 [m] Hauteur milieu Hm : 0,0 [m]	Permettre à l'eau de traverser un obstacle comme une piste, un fossé, une rivière ou un cours d'eau.
	Bâche n°2 (rive droite) Localisation : PM 475 Longueur : 11 [m] Hauteur H1 : 0,9 [m] Hauteur H2 : 0,9 [m] Hauteur milieu Hm : 0,0 [m]	
	Bâche n°3 (rive droite) Localisation : PM 698 Longueur : 3 [m] Hauteur H1 : 0,5 [m] Hauteur H2 : 0,5 [m] Hauteur milieu Hm : 0,0 [m]	
	Bâche n°4 (rive droite) Localisation : PM 820 Longueur : 12 [m] Hauteur H1 : 1,4 [m] Hauteur H2 : 1,4 [m] Hauteur milieu Hm : 0,0 [m]	
	Bâche n°5 (rive droite) Localisation : PM 996 Longueur : 10 [m] Hauteur H1 : 2,5 [m] Hauteur H2 : 2,5 [m] Hauteur milieu Hm : 0,0 [m]	
	Bâche n°6 (rive droite) Localisation : PM 1251 Longueur : 10 [m] Hauteur H1 : 1,2 [m] Hauteur H2 : 1,2 [m] Hauteur milieu Hm : 0,0 [m]	
	Bâche n°7 (rive droite) Localisation : PM 1560 Longueur : 15 [m] Hauteur H1 : 1,2 [m]	

Désignation	Description	Utilisation
Ouvrage de réalimentation	Localisation : PM 1380 Longueur : 15 [m] Hauteur : 1,2 [m] Largeur en crête : 0,5 [m] Nombre : 1	Dériver une partie de l'eau d'un cours d'eau pour alimenter le canal en aval de l'ouvrage.
Canaux d'irrigation	Creusement Longueur : 2 500 [m] Profil : trapézoïdale Talus : 1/1 Base : 0,36 [m]	Conduire l'eau d'irrigation vers les rizières.
	Regabarottage Longueur : 1 500 [m] Profil : trapézoïdale Talus : 1/1 Base : 0,36 [m]	

7.5. IDENTIFICATION DES IMPACTS

Les impacts probables du projet d'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe sont constatés au niveau des trois phases: préparation, réalisation et exploitation. Cette partie identifie les conséquences de chaque phase de la réalisation du projet d'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe sur l'environnement.

Phases du projet :

Les différentes phases d'activités du projet d'aménagement sont synthétisées dans le tableau suivant :

TABLEAU N°45. LES GRANDES PHASES D'ACTIVITÉS DU PROJET

Phase	Description des activités	Entités concernées	Responsable
Préparation	Installation de chantier	Le site des travaux	L'entreprise et les bénéficiaires
	Transport des matériaux	Piste de desserte	L'entreprise et les bénéficiaires
Réalisation	Barrage	Déroctage	Entreprise
		Batardeau	Entreprise
		Décapage	Entreprise
		Fouille	Entreprise
		Trou d'ancrage	Entreprise
	Avants canaux	Décapage	Entreprise
		Déroctage	Entreprise
		Fouille	Entreprise
	Canaux d'irrigation	Décapage	Bénéficiaires
		Déroctage	Entreprise
		Creusement	Bénéficiaires
		Regabarage	Bénéficiaires
	Bâches	Décapage	Entreprise
		Fouille	Entreprise
	Ouvrage de réalimentation	Décapage	Entreprise
		Fouille	Entreprise
		Trou d'ancrage	Entreprise
Exploitation	Pratique de l'irrigation	Périmètre irrigué	Bénéficiaires
	Entretien du barrage	Site du barrage	Bénéficiaires
	Curage des canaux	Canaux d'irrigation	Bénéficiaires

L'identification des impacts se procure dans deux différents milieux qui sont :

- Le milieu biologique et ;
- Le milieu humain.

Le tableau suivant illustre l'identification des impacts :

TABLEAU N°46. IDENTIFICATION DES IMPACTS

Sources d'impacts	Milieu biophysique						Milieu humain	
	Sol	Eau	Flore	Faune	Air	P.n.	Social	Économique
Installation de chantier	x		x			x		
Transport des matériaux	x		x	x	x			x
Déroctage	x	x	x		x	x		
Batardeau		x	x	x		x	x	x
Décapage	x		x	x		x	x	x
Fouille	x		x			x	x	x
Trou d'ancrage	x				x			
Creusement des nouveaux canaux	x		x	x	x	x	x	
Régarborage des canaux existants	x		x	x	x	x	x	
Pratique de l'irrigation	x	x	x	x	x	x	x	x
Entretien du barrage		x		x			x	x
Curage des canaux		x	x				x	x

p .n . : Paysage naturel.

Les signes de la multiplication (x) sur le tableau indiquent que les activités menées durant la phase considérée affectent le milieu correspondant.

7.6.ÉVALUATION DES IMPACTS

L'évaluation détermine l'importance des impacts. Il est effectué suivant la durée dans le temps, l'intensité de l'effet et leur étendue dans l'espace. La récapitulation de l'appréciation des impacts de la réalisation du projet d'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe est représentée dans les tableaux suivants.

La mode d'attribution des notes pour un impact correspondant est donnée par le tableau suivant :

TABLEAU N°47. EXPLICATION DES NOTES :

Note	Durée	Intensité	Influence
1	occasionnelle	faible	locale
2	temporaire	moyenne	zonale
3	permanente	forte	régionale

Chaque importance correspond aussi à une note qui n'est que la somme des différentes notes de la durée, de l'intensité et de la portée. L'attribution de cette note se présente comme suit :

- 3 et 4 : une importance mineure ;
- 5 et 6 : une importance moyenne ; et
- 7 à 9 : une importance majeure.

Impacts négatifs :

TABLEAU N°48. EVALUATION DES IMPACTS NÉGATIFS

Source d'impact	Impact	Impact négatif				Code
		Durée	Intensité	Étendue	Importance	
Installation de chantier	Occupation des Terrains neutres	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible : 1 Occupation de 30 m ²	Locale : 1 Au niveau du campement	Mineure 4	INP 1
	Accumulation des ordures	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible : 1 Volume moins de 2m ³ par semaine	Locale : 1 Au niveau de la base de vie du chantier	Mineure 4	INP2
Transport des matériaux	Augmentation des risques d'accident	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Moyenne :2 Deux passages par jours.	Locale : 1 Entre la ville d'ikalamavony et la zone d'étude.	Moyenne 5	INP3
	Perturbation sonore	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible: 1 Moins de 5 décibels	Locale : 1 Entre la ville d'ikalamavony et le campement.	Mineur 4	INP 4
	Dégagement des poussières	Temporaire : 2 Deux heures par jours.	Faible : 1 Sur une distance de 2 km	Locale : 1 Entre la ville d'ikalamavony et le campement	Mineure 4	INP 5

Source d'impact	Impact	Impact négatif				Code
		Durée	Intensité	Étendue	Importance	
Installation de chantier	Occupation des Terrains neutres	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible : 1 Occupation de 30 m ²	Locale : 1 Au niveau du campement	Mineure 4	INP 1
	Accumulation des ordures	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible : 1 Volume moins de 2m ³ par semaine	Locale : 1 Au niveau de la base de vie du chantier	Mineure 4	INP2
Déroctage	Perturbation sonore	Temporaire : 2 Une par semaine	Forte : 3 Plus de 7 décibels	Locale : 1 Site ouvrage	Moyenne 6	INE 1
	Modification du milieu	Occasionnelle : 1 Une journée avant l'implantation de l'ouvrage	Faible : 1 Surface moins de 20 m ²	Locale : 1 Au niveau du site de l'ouvrage	Mineure 3	INE 2
Batardeau	Déviation de la rivière	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Moyenne : 2 20 m de longueur	Locale : 1 En amont et en aval du site du barrage	Moyenne 5	INE 3
	Occupation des aires exploitable	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible : 1 Espace moins de 10m ²	Locale : 1 Sur les rives au alentour du site du barrage	Mineure 4	INE 4
Décapage	Élimination des herbes	Permanente : 3 Irréversible	Faible : 1 Densité de couverture moins de 10 touffes par m ²	Locale : 1 Au niveau du site des ouvrages	Moyenne 5	INE 6

Source d'impact	Impact	Impact négatif				Code
		Durée	Intensité	Étendue	Importance	
Installation de chantier	Occupation des Terrains neutres	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible : 1 Occupation de 30 m ²	Locale : 1 Au niveau du campement	Mineure 4	INP 1
	Accumulation des ordures	Temporaire : 2 Pendant trois mois	Faible : 1 Volume moins de 2m ³ par semaine	Locale : 1 Au niveau de la base de vie du chantier	Mineure 4	INP2
Fouille	Modification du profil pédologique	Permanente : 3 Irréversible	Faible : 1 Profondeur moins de 1.5m	Locale : 1 Au niveau du site des ouvrages	Moyenne 5	INE 7
Creusement des nouveaux canaux	Favorisation des trous	Permanente : 3 Irréversible	Moyenne : 2 Une longueur de 2500 m	Locale : 1 Le long des tracées des nouveaux canaux	Moyenne 6	INE 8
Regabarrage des canaux existants	Modification du paysage	Permanente : 3 Irréversible	Moyenne : 2 Sur une distance de 1500 m	Locale : 1 Le long des tracées des canaux existant	Moyenne 6	INE 9
Curage des canaux	Ensablement en aval du périmètre	Occasionnelle : 1 Deux fois par ans	Faible : 1 Quantité moins de 20m ³	Locale : 1 Déposé le long du lit de la rivière	Mineure 3	INE 10

Pour les impacts positifs

TABLEAU N°49. : EVALUATION DES IMPACTS POSITIFS

Source d'impact	Impact	Impact positif				Code
		Durée	Intensité	Étendue	Importance	
Transport des matériaux	Procuration de travail	Temporaire : 2 Durant trois mois	Moyenne : 2 Recrutements moins de 20 personnes	Locale : 1 Dans le campement	Moyenne 5	IPP 1
Décapage	Obtention des bois de chaux	Temporaire : 2 Deux fois par mois	Faible : 1 Quantité réduite moins de 1 stère	Locale : 1 Niveau site de travail	Moyenne 4	IPE 2
Creusement des nouveaux canaux	Favorisation des conduites d'eau	Permanente : 3 Irréversible	Forte : 3 Irrigation de plus de 20 ha	Locale : 1 Au niveau des périmètres irriguées	Majeure 7	IPE 3
Régarbaritage des canaux existants	Amélioration des conduites d'eau	Permanente : 3 Durée indéterminée	Moyenne : 2 Un débit de 115 [l/s]	Locale : 1 Niveau périmètre	Moyenne 6	IPE 4
Pratiquer la riziculture	extension des surfaces cultivable	Permanente : 3 Irréversible	Forte : 3 De l'ordre de 80 hectares	Locale : 1 Niveau du périmètre	Majeure 7	IPE 5
	Augmentation des récoltes	Permanente : 3 Irréversible	Forte : 3 Rendement 3[t/ha]	Zonale : 2 Au niveau du Commune	Majeure 8	IPE 6
	Irrigation suivant le calendrier cultural	Permanente : 3 Durée indéterminée	Forte : 3 Double saison culturelle	Locale : 1 Dans les périmètres	Majeure 7	IPE 7

Source d'impact	Impact	Impact positif				Code
		Durée	Intensité	Étendue	Importance	
Transport des matériaux	Procuration de travail	Temporaire : 2 Durant trois mois	Moyenne : 2 Recrutements moins de 20 personnes	Locale : 1 Dans le campement	Moyenne 5	IPP 1
Entretien du barrage	Bon fonctionnement de l'irrigation	Permanente : 3 Durée indéterminée	Forte : 3 Maîtrise de l'eau	Locale : 1 Dans les périmètres	Majeure 7	IPE 8
Entretien du barrage	Consolidation de l'association	Permanente : 3 Durée indéterminée	Moyenne : 2 Émergence R.I et Dina	Locale : 1 Au sein de l'AUE	Moyenne 6	IPE 9
	Pérennisation de l'ouvrage	Permanente : 3 Durée indéterminée	Forte : 3 Transfert de gestion	Locale : 1 Dans le campement	Majeure 7	IPE 10

7.7. MESURES D'ATTÉNUATION

Cette étape consiste à présenter les actions ou les mesures appropriées pour prévenir, supprimer ou réduire les impacts négatifs sur l'environnement.

Ce sont les impacts d'importance moyenne et majeure qui fait l'objet de mesures d'atténuation.

Le tableau suivant montre les différentes mesures d'atténuation retenues.

TABLEAU N°50. : LES MESURES D'ATTÉNUATIONS

Impacts négatifs	Mesures d'atténuation	Responsable de l'exécution	Indicateurs
INP3	Limiter la vitesse à 40 [Km/h].	L'entreprise	Nombre d'accident
INE 1	Informier les habitants du campement par des coups de sifflet une heure avant	L'entreprise et Responsable chantier	Fréquences des coûts de sifflet
INE 3	Exécution des travaux durant la période d'étiage	L'entreprise	Panneaux de chantier
INE 7	Remblayer bien les fouilles après installation d'ouvrage.	L'entreprise	Profil pédologique après aménagement.
INE 8	Respecter la norme des talus pour éviter l'éboulement	AUE	Cahier de charge
INE 9	Se limiter au plan proposé	AUE	Cahier de charge

7.8. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL DU PROJET

Après avoir essayer de proposer des mesures d'atténuation face aux impacts ; l'élaboration du plan de gestion environnemental du projet ou PGEP est obligatoire. Pour cela, la suivie de l'évolution et du changement de certains paramètres s'avère nécessaire pour pouvoir apporter à la zone un équilibre environnemental.

Le tableau suivant représente le plan de gestion environnemental avec des autres paramètres tel les indicateurs de suivi, la méthode de suivi, la fréquence de suivi, les responsables de l'exécution et les résultats attendus.

TABLEAU N°51. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL

Impact choisi	Indicateur de suivi	Méthode de suivi	Outils de suivi	Fréquence de suivi	Acteurs impliqués	Résultat attendu
INP3	Nombre d'accident	Enquête au près du CSB	Carnet d'enregistrement	Mensuelle	Autorités locales et personnel santé	Nombre d'accident égal à 0
INE 1	Fréquence d'appel	Coups de sifflet avant explosion	Carnet journalière	Journalière	Entreprise	Période d'explosion sans danger
INE 3	Panneaux de chantier	Fréquence des passagers	Carnet de passage	Journalière	Contrôle et Surveillance	Communication réglementée
INE 7	Profil pédologique après aménagement.	Carrotage superficiel	Outil de carottage	Annuelle	Contrôle et Surveillance	Profil pédologique remise en état
INE 8	Cahier de charge	Selon plan	Dessin technique	Trimestriel	AUE	Stabilisation du site
INE 9	Cahier de charge	Selon plan	Dessin technique	Trimestriel	AUE	

7.9. 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 de l'autorité communale est nécessaire pour toute réalisation concernant les périmètres.

Le projet d'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe aura des impacts tant négatifs que positifs mais en les comparants sa réalisation conduira l'amélioration de la production et l'augmentation du niveau de vie de la population.

CHAPITRE 8. ETUDES FINANCIERE ET ECONOMIQUE

8.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour but d'évaluer et de mesurer la viabilité financière et économique du projet.

La rentabilité du projet est exprimée par le TRI ou le « Taux de Rentabilité Interne » est l'indicateur choisi pour mettre en évidence la viabilité du projet. Pour pouvoir obtenir la valeur du taux de rentabilité interne du projet ou le TRI, des différentes étapes doivent être prises en compte à savoir les hypothèses de base, les charges d'exploitation, le coût du projet et les recettes d'exploitation.

8.2. HYPOTHÈSES DE BASES

La mesure se base sur la production annuelle. La simulation économique est réalisée sur 10 ans en prenant compte des coûts des travaux, des charges d'exploitation, des revenus issus de la riziculture, les autres spéculations ne seront pas prises en compte et l'extension de 80 hectares de la rizière après le projet d'aménagement.

Le tableau suivant résume la situation de l'avant et de l'après projet avec leur rendement respectif.

TABLEAU N°52. SITUATION AVANT ET APRÈS PROJET

Désignation	Avant aménagement		Après aménagement	
	Superficie [ha]	Rendement [t/ha]	Superficie [ha]	Rendement [t/ha]
Riziculture	30	1,3	110	3

8.3. CHARGES D'EXPLOITATION

Les valeurs présentées dans cette partie sont les résultats des enquêtes effectuées auprès des bénéficiaires par les membres du bureau d'étude CNEAGR. Les détails de calculs relatifs aux différents coûts des charges d'exploitation sont donnés en annexe 04 page 106 (annexe : étude économique du projet).

8.3.1. COÛT D'UTILISATION DES MATÉRIELS AGRICOLES

Le seul matériel utilisé pour l'exploitation agricole est l'angady. Les coûts d'utilisation des matériels agricoles pendant les enquêtes sont pratiquement nuls. Les utilisations des autres matériels tels les charrues à 6 000 Ar/ch/j, les herses estimées à 6 000 Ar/her/j, les sarcluses à 4 000 Ar/sar/j et les pulvérisateurs à 7 000 Ariary par jour sont proposées aux paysans.

8.3.2. COÛT DES INTRANTS

De même, ces résultats des enquêtes ont montré que, pour l'utilisation des intrants, dans le périmètre de Mahasoa Analabe, seul le coût des semences est pris en compte dans l'exploitation. Les traitements avec le décis sont recommandés, évalués à 58 000 Ariary par hectare.

8.3.3. COÛT DES MAINS D'ŒUVRES

Il s'agit de la somme des dépenses des mains d'œuvres lors de la production des paddy et dont les prix journaliers restent invariable pendant toutes les activités et s'élèvent à 2 500 Ariary. Les détails, avec la variable qui est le nombre des Hommes nécessaires, seront portés en annexe 04 page 106 (annexe : étude économique du projet).

Les charges d'exploitation par hectare de rizière cultivée dans le périmètre se repartissent en « matériel », en « intrants » et en « Main d'œuvre ». Exprimés en milliers (x Ar1 000,u.m.), leurs coûts sont évalués successivement à 92, 94 et 280 par saison de culture.

8.3.4. COÛT DU PROJET

Le coût du projet couvre les coûts des travaux confiés à l'entreprise, la part des bénéficiaires et le coût de la maîtrise d'œuvre.

L'estimation du coût des travaux confiés à l'entreprise a été effectuée sur la base des quantités mesurées sur l'ensemble des ouvrages projetés et du bordereau des prix unitaires. Et le coût de la maîtrise d'œuvre est d'environ 12 millions Ariary.

Le coût du projet s'élève alors à 165 006 400 Ariary hors TVA.

8.4. RECETTES D'EXPLOITATION

Les recettes d'exploitation sont par hypothèse calculées à partir du prix du paddy produit. Outre la superficie cultivée, les recettes d'exploitation sont calculées suivant l'estimation des rendements résultant des enquêtes en cours des prix des paddy de la dernière campagne en 2005. Le prix de la tonne de paddy varie entre 500 000 Ariary à 550 000 Ariary.

8.5.TAUX DE RENTABILITÉ INTERNE : TRI

Pour pouvoir évaluer le taux de rentabilité interne du projet, il faut d'abord passer par des différents paramètres dont la « Valeur Actualisée Nette » ou VAN et le « Gain Relatif en Valeur Actualisée Nette » ou le GRVAN.

8.5.1.VALEUR ACTUALISÉE NETTE : VAN

La VAN est obtenue par la formule suivante :

$$VAN = \sum_0^n [B_k \times (1 + i)^{-k}]$$

Ou encore :

$$VAN = \sum_1^n [R_k \times (1 + i)^{-k}] - \sum_0^n [D_k (1 + i)^{-k}]$$

Dans lesquelles :

- B_k : le bénéfice à l'année k ;
- R_k : la valeur de la récolte à l'année k ;
- D_k : le total de la dépense à l'année k.

Les détails et les résultats des calculs seront portés en annexe 04 page 106 (annexe : étude économique du projet).

8.5.2.GAIN RELATIF À LA VAN : GRVAN

La valeur de la GRVAN par la relation suivante :

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

Dans laquelle :

- VAN : la valeur actualisée nette ;
- D_0 : l'apport initial ou la dépense à l'année 0.

8.5.3.TAUX DE RENTABILITÉ INTERNE DU PROJET : TRI

Le taux de rentabilité interne du projet est la valeur qui annule la valeur actualisée nette :

TABLEAU N°53. CALCUL DU TRI

VAN	4890.85	0	-1004.39
COEFFICIENT D'ACTUALISATION	34 %	34,8	35 %

$$TRI = 34,8 \%$$

Les détails des calculs seront portés en annexe n°4 page 106 (annexe : étude économique du projet).

CONCLUSION

La zone d'Ikalamavony possède une potentielle économique non négligeable. Pourtant, la production annuelle en filière rizicole est faible, faute de l'insuffisance de périmètres irrigués, de la mauvaise gestion de l'exploitation et de l'absence d'entretien des infrastructures et des réseaux d'irrigation.

Le Projet de Soutien au Développement Rural (PSDR) Fianarantsoa a organisé en année 2005 le projet d'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe situé dans la Commune Rurale d'Ikalamavony, District d'Ikalamavony, Région Haute Mahatsiatra dans la Province autonome de Fianarantsoa, qui a pour but d'améliorer la production de la riziculture.

L'aménagement concerne la construction d'un nouveau barrage de dérivation, des avant canaux en rive gauche et en rive droite, ensuite, la construction de dix bâches dont trois en rive gauche et sept en rive droite, et enfin la mise en place d'un ouvrage de réalimentation en rive droite.

Ainsi l'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe constitue une ensemble complexe de question agronomique, technique, hydrologique, environnementale, économique et social.

Pour le côté environnemental, l'aménagement à apporter mènera surtout à des impacts positifs pour l'amélioration de la vie social et économique de la zone et même de la Commune.

L'étude de rentabilité du projet permet de dire que l'aménagement est rentable avec un taux de rentabilité interne ou TRI qui s'élève à 34,8 %.

Aucun de ses éléments ne doivent être négliger, si on veut réussir, et faire en sorte que cet aménagement apporte un développement rapide et durable de la région et même de l'Etat. Effectivement, dès le commencement de l'exploitation du périmètre, les consignes sur l'intensification agricole, et l'entretien doivent être respectés afin de garantir la pérennité du réseau hydroagricole.

Ce projet peut également servir de modèle pour le autres périmètres soufrant de la manque d'eau.

BIBLIOGRAPHIE

- BAUZIL V. – 1952 - Traité d'irrigation – Édition Ayrolle
- CHAPERON P. – DANLOUX J. – FERRY L. – 1993 - Fleuve et rivière de Madagascar – ORSTOM.
- CTGREF – 1979 - Évaluation des quantités d'eau nécessaire en l'irrigation - Ministère de la coopération française.
- E. LEROY -1962 - L'hydraulique agricole à MADAGASCAR - Imprimerie nationale.
- J. D. RASOLOFONIAINA – 1999 - Étude hydrologique dans un projet d'aménagement hydroagricole – CNEAGR
- J. D. RASOLOFONIAINA – 2002 - Cours d'hydrologie - CNEAGR
- J. D. RASOLOFONIAINA – 2003 - Formation dans le domaine technique en matière de MPI. - CNEAGR
- L. DURET – 1976 - Estimation des débits de crues à Madagascar – Édition concours du fond d'aide et de coopération de la République française.
- L.R. Oldman - IRRI – Madagascar Rice Research Project Technical Report on Agroclimatic haracterization of Madagascar
- F. Wellens – avril – mai 1999 - Session de formation en Irrigation -
- MINISTÈRE DE LA COOPERATION-1984 - Mémento de l'agronome – 4^{ème} Édition.
- OPERATION MICROHYDRAULIQUE – 1985 - Mémento Microhydraulique –AGRAR – UND HYDROTECHNIK GMBH.
- REMENIERAS G -1976 - L'hydrologie de l'Ingénieur – 2ème Édition revue et augmentée.
- ROLLEY R- 1977 - Technique des barrages en aménagement rural.
- S. BERTON - La maîtrise des crues dans les bas fonds –Coopération française.

ANNEXE 1. CALCUL PLUVIOMÉTRIQUE

Pour les calculs pluviométriques, les étapes suivantes sont à suivre :

➤ CALCUL DE LA PLUVIOMÉTRIE MOYENNE

La pluviométrie moyenne est obtenue par la formule suivante :

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

Dans laquelle :

- \bar{P}_i : la pluviométrie annuelle ;
 - N : le nombre d'année de l'ajustement ; $N = 20$.

Pi		
893	1981	
1 399	1982	
915	1983	
1 362	1984	
1 352	1985	
1 199	1986	
905	1987	
1 045	1988	
1 431	1989	
1 150	1990	
815	1991	
1 034	1992	
1 038	1993	
1 197	1994	
1 197	1995	
1 197	1996	
1 197	1997	
1 197	1998	
1 197	1999	
1 197	2000	

➤ CALCUL DE L'ÉCART TYPE

L'écart type est obtenu par l'égalité suivante :

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

Dans laquelle :

σ : l'écart type ;

- P_i : la pluviométrie annuelle
 - \bar{P} : la pluviométrie moyenne
 - N : le nombre d'année

Après le calcul, la valeur de σ = 205,4

➤ CALCUL DES PLUVIOMÉTRIES SÈCHES DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES

Les pluviométries intéressantes sont la pluviométrie quinquennale sèche et décennale sèche annuelle :

La pluviométrie quinquennale annuelle sèche est déterminée par :

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

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P_{5s}	210	192	121	33	21	11	19	12	12	51	96	183

et

La pluviométrie décennale sèche annuelle par :

$$P_{10sa} = \bar{P} - U_{10s} \times \sigma$$

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P _{10s}	191	174	110	30	19	10	17	11	11	46	87	166

On a les valeurs de U suivantes :

Fréquence F (U)	Quinquennale	Décennale
U	0,84	1,28

➤ CALCUL DU POURCENTAGE ENTRE PLUVIOMÉTRIE MOYENNE MENSUELLE ET LA PLUVIOMÉTRIE MOYENNE ANNUELLE

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	\bar{P}
Moy.	248	226	143	39	25	13	23	14	14	60	113	216	1 135
%	21,9	19,9	12,6	3,4	2,2	1,2	2,0	1,2	1,3	5,3	10,0	19,0	(100%)

➤ CALCUL DE LA PLUVIOMÉTRIE QUINQUENNALE SÈCHE MENSUELLE

Cette dernière est obtenue par :

$$P_{5s} = P_{5sa} \times \frac{\bar{P}_m}{\bar{P}_a}$$

Les données pluviométriques enregistrées dans la station pluviométrique de Fianarantsoa sont figurées dans les tableaux suivants :

DONNE PLUVIOMÉTRIQUE MENSUELLE

Année	Jan	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
1981	45,1	164,2	209,2	21,4	30,4	8,1	8,1	3,3	6,8	97,8	125,9	172,7
1982	476,0	221,4	255,5	46,4	4,8	20,3	34,4	7,6	23,4	107,3	133,2	68,7
1983	131,6	98,1	118,4	31,0	6,3	24,0	6,6	8,8	0,9	54,4	116,7	318,2
1984	393,2	285,4	108,5	36,5	13,6	16,8	18,7	29,4	26,3	152,4	155,2	125,5
1985	111,2	363,3	189,5	54,4	17,0	19,5	12,1	27,6	42,2	52,9	123,6	338,7
1986	127,9	287,9	219,9	26,1	9,1	13,6	10,1	15,4	0,2	17,8	120,4	350,8
1987	277,1	100,2	111,4	76,2	19,9	10,8	35,9	10,9	0,9	49,8	43,2	168,7
1988	374,1	162,5	126,3	26,3	23,7	10,8	37,9	3,3	0,0	62,5	99,1	118,8
1989	329,0	282,7	89,6	29,7	51,1	18,6	10,6	24,0	47,9	82,3	121,2	344,6
1990	335,9	102,5	64,2	67,0	27,4	5,0	1,5	21,3	34,6	43,2	84,5	362,6
1991	89,5	173,4	103,0	53,2	59,9	16,2	5,0	3,9	0,6	18,4	111,1	180,4
1992	312,1	104,7	160,2	18,5	10,0	7,2	20,0	24,4	1,9	52,7	249,0	73,5
1993	239,0	238,1	186,9	30,1	11,2	20,1	67,2	7,1	16,1	41,7	39,3	141,3
1994	374,4	361,2	177,2	65,3	52,1	8,6	26,5	5,9	10,6	45,0	103,6	67,6
1995	341,5	219,9	37,3	38,5	43,5	12,0	10,5	20,7	2,3	60,2	144,3	266,7
1996	308,9	197,0	353,0	37,5	12,9	5,5	2,0	0,2	2,6	64,4	43,4	345,1
1997	204,8	253,4	91,0	16,0	82,7	5,2	41,0	14,0	28,3	73,5	163,4	210,5
1998	141,1	526,2	66,4	43,1	1,6	10,3	22,6	11,8	32,6	14,9	0,4	367,5
1999	196,1	131,9	12,6	49,8	0,6	8,9	31,5	10,3	8,8	62,5	76	157,9
2000	153	246,2	172,4	11,6	19,2	27,4	50,4	30,6	2,6	50,3	213,8	138,9

ANALYSE PLUVIOMÉTRIQUE JOURNALIÈRE**PLUVIOMÉTRIE MAXIMALE JOURNALIÈRE (MM)**

Année	Pmax journalière
1961	83,6
1962	64
1963	60,2
1964	56,6
1965	99,7
1966	82,4
1967	70,7
1968	77,6
1969	98,4
1970	186,3
1971	83,4
1972	59,2
1973	70,4
1974	81,2
1975	40,2
1976	55,9
1977	79,3
1978	53,4
1979	65,1
1980	94,9

Année	Pmax journalière
1981	35,7
1982	72,8
1983	35,2
1984	72,5
1985	229,5
1986	92,2
1987	88,2
1988	72,5
1989	105,8
1990	98,8
1991	81,9
1992	70,7
1993	86,9
1994	72,6
1995	61,4
1996	57,8
1997	86,9
1998	51,7
1999	94
2000	67,7

Les étapes à suivre sont les suivants :

➤ LE CALCUL DE LA PLUVIOMÉTRIE MOYENNE

La moyenne de la pluviométrie maximale journalière est obtenue comme auparavant par la formule :

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

Où :

- $\sum p_i$: la somme ou le total de la pluviométrie maximale journalière;
- N : nombre d'année d'ajustement ; N= 40.

$$\bar{P}_m = 80[\text{mm}]$$

➤ LA DÉTERMINATION DE L'ÉCART TYPE

L'écart type est déterminé par la même formule que dans le calcul de la pluviométrie moyenne mensuelle.

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

$$\sigma = 34,8$$

➤ CALCUL DE PO

Elle est obtenue par :

$$Po = \bar{P}m - 0,45 \times \sigma$$

$$P_0 = 64,3 [mm]$$

➤ LE CALCUL DU GRADEX a_G

Le gradient exponentielle est donné par :

$$a_G = \frac{\sigma}{1,28}$$

Avec σ l'écart type.

$$a_G = 27,2$$

➤ CALCUL DES VARIABLES U

Les variables U de Gumbel sont obtenues par la relation :

$$U = - \ln(- \ln F)$$

Où :

- F correspond à la valeur de la fréquence.

➤ LES PLUVIOMÉTRIES DE DIFFÉRENTES FRÉQUENCES

Elles sont obtenues en appliquant la formule suivante

$$P_f = Po + (U_f \times a_G)$$

Les tableaux suivants donnent les résumés de toutes ces étapes :

Moyenne	Ecart-type	P ₀	a _G	U _{5h}	U _{10h}	U _{20h}	U _{25h}
79,9	34,8	64,3	27,2	0,4	1,5	3,0	3,2

Et

P _{5h}	P _{10h}	P _{20h}	P _{25h}
105	125,4	145	151,2

ANNEXE 2.CALCUL DES BESOINS EN EAU

Pour le calcul des besoins en eau de la plante, la méthode classique et celui du logiciel CROPWAT sont considérées. Il faut connaître les paramètres qui y sont mis en jeu comme la durée de phase de croissance de la plante, le coefficient cultural, la superficie de la pépinière, l'apport pour la préparation du sol (180 mm) et le taux de percolation égal à 1.5mm/j.

Les différentes étapes à suivre pour le calcul des besoins en eau en utilisant la méthode classique sont :

- ❖ Le calcul de l'évapotranspiration potentielle symbolisée par l'ETP ;
- ❖ Le calcul des pluies efficace ;
- ❖ La durée de phase de croissance de la plante ;
- ❖ Le coefficient cultural.

1- ETP :

1.1. MESURE DE L'ETP PAR DES INSTRUMENTS DE MESURE

Les calculs directs de l'ETP peuvent être faits à l'aide des instruments de mesure comme :

- Le bac enterré de type COLORADO ;
- Le bac d'évaporation de classe A du weather Bureau ;
- L'évaporomètre de WILD ;
- L'évaporomètre de PICHE.

1.2. LES MÉTHODES EMPIRIQUES POUR CALCULER L'ETP

Il y a plusieurs formules empiriques utilisées pour calculer l'évapotranspiration potentielle.

- La formule de Blaney et Criddle ;
- La formule de Turc ;
- La formule de Thorntwaite ;
- La formule de Penmann.

L'utilisation de ces formules requiert la connaissance des données météorologiques.

a) LA FORMULE DE BLANEY ET CRIDDLE

La formule de Blaney et Criddle est basée essentiellement sur deux paramètres qui sont :

- La température
- La durée mensuelle du jour.

La formule est exprimée comme suit :

$$ETP = \frac{K}{100} \times (813 + 45,7t_c) \times P$$

Dans laquelle :

- ETP : l'évapotranspiration potentielle ;
- K : coefficient propre à chaque culture ;
- t_c : la température moyenne mensuelle de l'air en $^{\circ}\text{C}$;
- P : pourcentage d'heure diurne pendant le mois considéré par rapport au nombre d'heure diurne annuelle.

La valeur du pourcentage d'heure diurne pendant le mois considéré par rapport au nombre d'heure diurne annuelle est représentée dans le tableau suivant (en %) :

	0°	2°	4°	6°	8°	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°
Janvier	376	378	382	385	389	392	392	399	403	406	410	413	417	421	425	429
Février	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
Juillet	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
Septembre	363	363	362	362	362	362	361	361	361	360	360	360	359	358	358	357
Octobre	375	376	377	378	379	351	381	383	385	387	388	390	302	394	396	398
Novembre	362	365	368	371	374	377	380	383	386	389	392	395	399	401	405	409
Décembre	375	378	382	386	390	394	397	400	404	408	412	416	421	426	434	436

Les résultats en [mm/mois] sont donnés dans le tableau suivant :

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Blaney et Criddle	137.5	120.6	123.3	110.3	102.7	90.5	91.8	98.3	105.1	122.3	129.5	138.2

b) LA FORMULE DE TURC

La formule de Turc est basée essentiellement sur la température et la radiation solaire, elle a besoin de la connaissance des deux données météorologiques qui sont la température et la durée de l'insolation effective du mois.

La formule de Turc s'écrit :

- ❖ Si l'humidité relative est inférieure à 50 % :

$$ETP = 0,40 \times (Ig + 50) \times \frac{t}{t + 15} \times \left(1 - \frac{50}{70} H_r \right)$$

- ❖ Si l'humidité relative est supérieure à 50 % :

$$ETP = 0,40 \times (Ig + 50) \times \frac{t}{t + 15}$$

Dans lesquelles :

- ETP : l'évapotranspiration potentielle exprimée en [mm] ;
- Ig : la valeur moyenne de la radiation solaire globale en [cal/cm²/j] ;

$$Ig = IgA * (0,18 + 0,62 * h/H)$$

- IgA : l'énergie de la radiation solaire qui atteindrait le sol en l'absence d'atmosphère exprimée en [cal/cm²/j] ;
- h : la durée d'insolation en heure [h] ;
- H : la durée astronomique du jour exprimée en heure [h] ;
- Hr : la humidité relative de l'air en [%] ;
- t : la température moyenne mensuelle de l'air en [°C].

c) LA FORMULE DE THORNTWAIT

C'est la température qui est le seul paramètre dans la formule de Thorntwait. Elle est exprimée par :

$$ETP = 1,6 \times \alpha \times \left(\frac{10 \times t}{I} \right)^\alpha$$

Dans laquelle :

- ETP : l'évapotranspiration potentielle exprimée en [cm] ;
- α : le coefficient correcteur ;

$$\alpha = \left(\frac{1,6 \times t}{I} \right) + 0,5$$

- I : l'indice thermique annuel ;

$$I = \sum_1^{12} \left(\frac{t}{15} \right)^{1,514}$$

- t : la température moyenne mensuelle de l'air en $^{\circ}\text{C}$.

d) LA FORMULE DE PENMANN

C'est la formule qui permet d'obtenir une meilleure estimation de l'évapotranspiration potentielle. Elle nécessite la présence de nombreuses données climatiques qui sont rarement disponibles sur une même station météorologique.

La formule est exprimée comme suit :

$$ETP = \frac{\Delta \times RN + \gamma Ea}{\Delta + \gamma}$$

1.3. POUR LA FORMULE CLASSIQUE : CALCUL DU BESOIN EN EAU DE LA RIZICULTURE A LA PRATIQUE CULTURALE.

Le besoin est donné par la formule suivante

$$B_c = K_c \times ETP - P_e$$

Dans laquelle :

- B_c : le besoin en eau de la riziculture ;
- K_c : le coefficient cultural ;
- ETP : l'évapotranspiration potentielle ;
- P_e : la pluie efficace.

Les résultats sont les suivants :

MOIS	Janv.	Févr.	Mars	avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Dec.
Kc	1,10	1,10	1,05	0,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Etp [mm/mois]	171,12	143,92	140,74	108,90	82,15	63,90	66,65	87,42	111,00	147,56	162,00	172,36
Pe	100,00	100,00	94,68	25,84	16,50	8,93	15,02	9,31	9,61	40,33	71,75	100,00
Bc	88,23	58,31	53,10	77,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Les besoins en eau de la pratique cultureaux Bcp :

MOIS	janvier	Février	Mars	avril
<i>Mise en boue</i>	150,00	0,00	0,00	0,00
<i>Remplissage des clos</i>	100,00	0,00	0,00	0,00
<i>Assec</i>	0,00	100,00	0,00	0,00
<i>Entretien</i>	0,00	0,00	50,00	50,00
Bpc	250,00	100,00	50,00	50,00

1.4. POUR LE LOGICIEL CROPWAT

Pour ce logiciel il suffit d'insérer les données de la station considérée ou même d'exploiter les données déjà enregistrées dans le disque pour les stations prescrites. Mais le calcul se fait décade.

Les valeurs de l'ETo, des précipitations et de la pluie efficace de la station climatique de Fianarantsoa sont représentées dans le tableau suivant :

STATION CLIMATIQUE DE FIANARANTSOA			
MOIS	ETo [mm/j]	Précipitation [mm/mois]	Pluie efficace [mm/mois]
Janvier	5,52	205,8	100,0
Février	5,14	187,5	100,0
Mars	4,54	118,3	94,7
Avril	3,63	32,3	25,8
Mai	2,65	20,6	16,5
Juin	2,13	11,2	8,9
Juillet	2,15	18,8	15,0
Août	2,82	11,6	9,3
Septembre	3,70	12,0	9,6
Octobre	4,76	50,4	40,3
Novembre	5,40	89,7	71,8
Décembre	5,56	182,5	100,0
Total de l'année	1457,7	941	592
Précipitation efficace = 0.80 * P (total) +0 pour P (total) <125 mm/mois			
Précipitation efficace = 0.00 * P (total) +100 pour P (total) >125 mm/mois			

POUR LE SOJA :

Pour le Soja, les différentes phases de culture sont les suivantes :

- La phase initiale (initiale) : 20 jours ;
- La phase de développement (dével.) : 35 jours ;
- La phase de mi-saison (mi.) : 60 jours ;
- La phase d'arrière saison (ar.) : 25 jours.

Les résultats issus par le logiciel pour un début de repiquage le 1 juin sont représentés dans le tableau suivant :

Mois	Décade	Phase	Coefficient Kc	Etcult [mm/déc.]	Pluie efficace [mm/déc.]	Besoin d'irrigation [mm/déc.]
juin	1	initiale	0,45	10	4	7
juin	2	initiale	0,45	10	3	7
juin	3	dével.	0,54	11	3	8
juillet	1	dével.	0,71	14	4	10
juillet	2	dével.	0,88	16	5	11
juillet	3	dév/mi	1,01	21	4	17
août	1	mi.	1,05	25	4	22
août	2	mi.	1,05	28	3	25
août	3	mi.	1,05	32	3	29
septembre	1	mi.	1,05	36	3	33
septembre	2	mi.	1,05	40	3	37
septembre	3	mi/ar	0,99	40	6	33
octobre	1	ar.	0,81	34	10	24
octobre	2	ar.	0,57	25	14	11
TOTAL				340	67	274

POUR LA RIZICULTURE :

Les phases culturales de la riziculture sont les suivantes :

- Pépinière : 30 jours ;
- Préparation du sol : 20 jours ;
- Phase initiale correspondant à la période de repiquage A : 30 jours ;
- Phase de développement B : 30 jours ;
- Mi-saison C : 40 jours ;
- Arrière saison D : 30 jours.

Le tableau suivant configure les résultats du logiciel :

Mois	Décade	Phase	Coefficient Kc	Etcult. [mm/déc.]	Besoin d'irrigation [mm/déc.]
déc.	1	pépinière	1,20	5	22
déc.	2	préparation	1,15	17	91
déc.	3	préparation	1,02	36	102
jan	1	A	1,00	44	25
jan	2	A	1,00	43	25
jan	3	B	1,01	42	24
fevr	1	B	1,03	42	23
fevr	2	B	1,04	41	22
fevr	3	C	1,05	40	22
mars	1	C	1,05	38	20
mars	2	C	1,05	37	18
mars	3	C	1,05	35	25
avril	1	D	1,01	33	29
avril	2	D	0,62	29	30
avril	3	D	0,84	24	22
TOTAL				505	501

ANNEXE 3. CALCUL DES STABILITÉS DES OUVRAGES

I – STABILITÉ DU BARRAGE

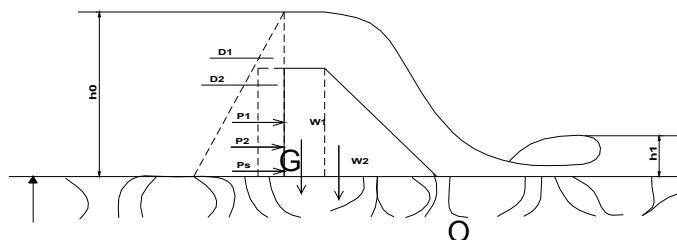
hypothèses de calcul:

- La masse volumique du béton : 2 500 [kg / m³] ;
- La masse volumique des sédiments : 1 600 [kg / m³] ;
- La hauteur des sédiments : 0,30 [m] ;
- La largeur de la fondation : 2,9 [m] ;
- Tangente ϕ : 0,75.

Les tableaux suivants montrent les détails des calculs du coefficient de glissement K_g .

Débit (m ³ /s)	125
Longueur seuil (m)	41,0
Lame d'eau (m)	1,4
Hauteur seuil (m)	2,2
Largeur crête (m)	0,70
Talus paroi aval	1/1
Base (m)	2,90
H amont h_o (m)	3,6
H aval h_1 (m)	0,75
Pesanteur (m/s ²)	10,00

LES FORCES AGISSANT SUR LE BARRAGE



I- 1 STABILITÉ AU GLISSEMENT

Le barrage est stable au glissement si la condition suivante est vérifiée :

$$K_g = \frac{\sum (W - U) \times \operatorname{tg} \phi}{\sum P} > 1$$

Calcul des moments par rapport à O

		Bras du levier en [m]	Moment en [kgm]
Poids du barrage en [kg]			
W ₁	3 850	2,55	9 818
W ₂	6 050	1,47	8 873
W = W ₁ + W ₂	9 900	M (W) =	18 691
Poussée de l'eau en [kgf]			
P ₁	3 139	1,10	3 453
P ₂	2 420	0,73	1 775
Poussée des sédiments en [kgf]			
P _s	29	0,10	3
P	5 588	M (P) =	5 231

Stabilité au glissement :

$$Kg = 1,33 > 1$$

Le barrage est **STABLE AU GLISSEMENT**.

II- 2 STABILITÉ AU RENVERSEMENT : Kr : le coefficient de renversement.

Le barrage est stable au renversement s'il vérifie la condition suivante :

$$K_r = \frac{\sum \text{Moment de stabilité}}{\sum \text{Moment de renversement}} > 1,5$$

$\sum \text{Moment de stabilité}$: Les moments du poids propre des l'ouvrage ;

$\sum \text{Moment de renversement}$: Les moments de la poussée de l'eau et le moment des sédiments.

$$K_r = 3,57$$

Le barrage est largement **STABLE AU RENVERSEMENT**.

III- 3 STABILITÉ ÉLASTIQUE :

La stabilité élastique ou stabilité interne est examinée si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\sigma_{\max} < \sigma_s$$

Dans laquelle :

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

et

$$I = \frac{B^3}{12} \text{ Et } \gamma = \frac{B}{2}$$

enfin :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{6 \times M}{B^2}$$

Les moments, pour le calcul de la stabilité interne, se déterminent par rapport à l'axe passant par le centre de gravité G du barrage.

Calcul des moments par rapport à G :

		Bras du levier en [m]	Moment en [kgm]
Poids du barrage en [kg]			
W ₁	3 850	1,10	4 235
W ₂	6 050	0,02	101
W = W ₁ + W ₂	9 900	M (W) =	4 336
Poussée de l'eau en [kgf]			
P ₁	3 139	-1,10	-3 453
P ₂	2 420	-0,73	-1 775
Poussée des sédiments en [kgf]			
P _s	29	-0,10	-3
P	5 588	M (P) =	-5 230

Ensuite :

- La somme des moments par rapport à G, **M** : - 895 [kgm] ;
- La somme des efforts normaux à la section **N** : 9 900 [kg] ;
- La distance maximale de l'axe neutre **γ** : 1,45 [m] ;
- Le moment d'inertie **I** : 2,03 [m⁴] ;
- La section de la base par mètre linéaire **S** : 2,9 [m²].

Les valeurs de σ_s , résistance du sol, sont données ci-après :

Nature du sol	σ_s et [T/m ²]
Argile compact bien sèche	80
Argile compacte humide	30
Sable humide mêlé de cailloux	60 à 80
Sable fin humide	50
Remblai ancien (1 siècle)	10
Sable argileux et aquifère	20
Roches compactes	100 à 150
Gravier terreux	20 à 50
Cailloux et graviers	40 à 60
Terre vierge non humide	20
Terre végétale rapportée qui a été tassée et pilonnée	10
Vase et argile molle	5

Source : J.D. RASOLOFONIAINA – Formation dans le domaine technique en matière de MPI

Les valeurs des contraintes maximales exercées au sol de fondation sont :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times \nu}{I} = 2,78 [T / m^2]$$

et

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} - \frac{M \times \nu}{I} = 4,05 [T / m^2]$$

La condition est vérifiée car σ_{\max} est largement inférieure à σ_s qui est égale à 100 [T/m²].

Conclusion :

le barrage est **STABLE** .

II – STABILITÉ DE L'OUVRAGE DE RÉALIMENTATION

Les hypothèses de calcul sont :

- La masse volumique du maçonnerie de moellon : 2 500 [kg / m³] ;
- La masse volumique des sédiments : 1 600 [kg / m³] ;
- La hauteur des sédiments : 0,30 [m] ;
- La largeur de la fondation : 1,2 [m] ;
- Tangente ϕ : 0,6.

Les tableaux suivants montrent les détails des calculs du coefficient de glissement K_g .

Débit (m ³ /s)	20
Longueur seuil (m)	15
Lame d'eau (m)	0,8
Hauteur seuil (m)	1,2
Largeur crête (m)	0,7
Base (m)	1,2
H amont h_o (m)	2
H aval h_1 (m)	0,75
Pesanteur (m/s ²)	10

II-1 STABILITÉ AU GLISSEMENT

L'ouvrage de réalimentation, comme pour le barrage, est stable au glissement si la condition suivante est vérifiée :

$$K_g = \frac{\sum (W - U) \times \operatorname{tg}\phi}{\sum P} > 1$$

Calcul des moments par rapport à O

		Bras du levier en [m]	Moment en [kgm]
Poids du barrage en [kg]			
W ₁	2 100	0,85	1 785
W ₂	875	0,25	219
W = W ₁ + W ₂	2 975	M (W) =	2 004
Poussée de l'eau en [kgf]			
P ₁	991	0,60	595
P ₂	720	0,40	288
Poussée des sédiments en [kgf]			
P _s	20	0,08	2
P	1 732	M (P) =	885

Stabilité au glissement :

Kg = 1,03 > 1

L'ouvrage de réalimentation est **STABLE AU GLISSEMENT**.

II- 2 STABILITÉ AU RENVERSEMENT : K_r : le coefficient de renversement.

Le barrage est stable au renversement s'il vérifie la condition suivante :

$$K_r = \frac{\sum \text{Moment de stabilité}}{\sum \text{Moment de renversement}} > 1,5$$

$\sum \text{Moment de stabilité}$: Les moments du poids propre des l'ouvrage ;

$\sum \text{Moment de renversement}$: Les moments de la poussée de l'eau et le moment des sédiments.

Après calcul :

$$K_r = 2,27$$

L'ouvrage est largement **STABLE AU REVERSEMENT**.

II- 3 STABILITÉ ÉLASTIQUE :

La stabilité élastique est vérifiée si la condition ci-dessous est respectée :

$$\sigma_{\max} < \sigma_s$$

Dans laquelle :

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

et

$$I = \frac{B^3}{12} \quad \text{Et } v = \frac{B}{2}$$

Enfin :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{6 \times M}{B^2}$$

Pour les résultats :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = 1,04 [T/m^2]$$

et

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = 2,93 [T/m^2]$$

On peut conclure que la condition est vérifiée car σ_{\max} est largement inférieure à σ_s qui est égale à 100 [T / m²].

ANNEXE 4. CALCUL DE RENTABILITÉ INTERNE DU PROJET (TRI)

1- LES CHARGES D'EXPLOITATIONS

Le coût des matériels agricoles est représenté dans le tableau suivant :

Désignations	Qté/demi-journée/ha	Prix unitaire	Coûts / ha
Charrees	4	6	24
Hereses	4	6	24
Sarcluses	4	4	16
Pulvériseurs	4	7	28
TOTAL (x u.m.)			92

1 u.m. = 1 000 ariary

Le coût des intrants

Désignations	Qté/demi-journée/ha	Prix unitaire	Coûts / ha
Semences	30	1,2	36
traitements	1	58	58
TOTAL (x u.m.)			94

Le coût des mains d'œuvre

Désignations	Qté/demi-journée/ha	Prix unitaire	Coûts / ha
Pépinières	8	2,5	20
curage	2	2,5	5
Mise en eau	1	2,5	2,5
Labour	15	2,5	37,5
Nivellement	10	2,5	25
Repiquage	20	2,5	50
entretien	8	2,5	20
Sarclage	10	2,5	25
Traitements	2	2,5	5
Récolte	10	2,5	25
Transport des bottes	10	2,5	25
Battage	8	2,5	20
Vannage/Séchage	8	2,5	20
TOTAL (x u.m.)			280

2- LE COÛT D'INVESTISSEMENT

Désignations	Coûts
Coûts des travaux à l'entreprise	151 701 400
Part bénéficiaire	17 200 000
Coût de la maîtrise d'œuvre	12 000 000
Coûts totaux des investissements	180 901 400
TOTAL (x u.m.)	180 901

(u.m. = 1 000 ariary)

3- LES HYPOTHÈSES DE CALCUL

1. Hypothèse générale : comparaison de la situation avant et après aménagement

Désignation	Avant aménagement		Après aménagement	
	Superficie [ha]	Rendement [t/ha]	Superficie [ha]	Rendement [t/ha]
Riziculture	30	2	110	3

2. Hypothèses de la production

- L'année de l'aménagement sera une saison morte pour la riziculture.
- A la première année de l'exploitation, les paysans récoltent avec un rendement qui s'élève à 2,5 [tonnes / ha] et une extension de 15 hectares.
- A la deuxième année de l'exploitation, les paysans rentrent avec un rendement qui s'élève à 2,5 [tonnes / ha] et une extension de 30 hectares.
- A la troisième année de l'exploitation, les paysans ramassent avec un rendement qui s'élève à 3 [tonnes / ha] et une extension de 25 hectares.
- Dès la quatrième année d'exploitation ils moissonnent avec un rendement égale à 3 [tonnes / ha] et la totalité de l'extension prévue.

Les détails du calcul du taux de rentabilité interne du projet sont inscrits dans le tableau suivant :

Rubriques	ANNEES											VAN
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Superficie irriguée [ha]		45	75	100	110	110	110	110	110	110	110	
Rendement	2	2.5	2.5	3	3	3	3	3	3	3	3	
Production /an en T		112.5	187.5	300	330	330	330	330	330	330	330	
Prix unitaire / T	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	
Recette annuelle		61 875	103 125	165 000	181 500	181 500	181 500	181 500	181 500	181 500	181 500	
Investissement initial	190 100											
Dépense annuelle de fonctionnement		466	466	466	466	466	466	466	466	466	466	
Amortissement		19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	
Total dépense	190 100	19 476	19 476	19 476	19 476	19 476	19 476	19 476	19 476	19 476	19 476	
Bénéfice annuel brut	-190 100	42 399	83 649	145 524	162 024	162 024	162 024	162 024	162 024	162 024	162 024	
Bénéfice non imposable	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	19 010	
Bénéfice imposable		23 389	64 639	126 514	143 014	143 014	143 014	143 014	143 014	143 014	143 014	
Impôt annuel (45%)	0	10 525	29 088	56 931	64 356	64 356	64 356	64 356	64 356	64 356	64 356	
Bénéfice net annuel	-190 100	31 874	54 561	88 593	97 668	97 668	97 668	97 668	97 668	97 668	97 668	
Coefficient d'actualisation à 35%	1	0.746	0.557	0.416	0.310	0.231	0.173	0.129	0.096	0.072	0.054	
Bénéfice actualisé à 35%	-190100	23787	30386	36820	30292	22606	16870	12590	9395	7011	5232	4890.85
Coefficient d'actualisation à 36%	1	0.741	0.549	0.406	0.301	0.223	0.165	0.122	0.091	0.067	0.050	
Bénéfice actualisé à 36%	-190100	23610	29938	36008	29405	21781	16134	11951	8853	6558	4858	-1004.04

Le taux de rentabilité ou TRI : c'est la valeur qui annule la VAN

$$VAN(TRI) = 0$$

Taux d'actualisation	34	TRI	35
VAN	4890,85	34,83	-1004,04

$$TRI = 34,8$$

ANNEXE 5. BORDEREAU DÉTAIL ESTIMATIF
BORDEREAU DES PRIX UNITAIRES

N°	Désignation	Unité	Prix Unitaires
000 - Frais généraux			
1	Installation de chantier	Fft	3 000 000
2	Repli de chantier	Fft	1 000 000
3	Batardage provisoire	Fft	550 000
100 - Terrassement			
101	Démolition d'ouvrage en béton	m ³	35 000
101'	Démolition d'ouvrage en maçonnerie	m ³	7 500
101"	Démolition d'ouvrage en bois	Fft	32 000
103	Fouille d'ouvrage	m ³	4 000
104	Décapage et débroussaillage	m ²	1 200
105	Remblai compacté	m ³	7 000
106	Creusement canal	m ³	4 700
107	Déroctage	Fft	2 000 000
108	Trou d'ancrage	U	5 000
109	Regabarage canal	m ³	3 200
200 - Maçonnerie et béton			
201	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	225 000
203	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m ³	m ³	250 000
204	Béton cyclopéen dosé à 300 kg/m ³	m ³	210 000
206	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	280 000
207	Coffrage	m ²	9 000
208	Armature	kg	4 500
209	Chape	m ²	10 000
210	Enduit	m ²	8 000
300 - Équipements divers			
301	Madriers de 7x17	ml	4 000
302	Cannes d'ancrage	kg	5 000

BORDEREAU DÉTAIL ESTIMATIF**BARRAGE ET AVANT CANAL**

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
000 - Frais généraux					
1	Installation de chantier	Fft	1	3 000 000	3 000 000
2	Repli	Fft	1	1 000 000	1 000 000
3	Batardage provisoire	Fft	1	550 000	550 000
<i>Sous - total 000</i>					4 550 000
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	76	4 000	304 000
104	Décapage	m ²	156	1 200	187 200
107	Déroctage	Fft	1	2 000 000	2 000 000
108	Trou d'ancrage	U	164	5 000	820 000
<i>Sous total 100</i>					3 311 200
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	5	150 000	750 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	29	225 000	6 525 000
204	Béton cyclopéen dosé à 300 kg/m ³	m ³	197	210 000	41 370 000
209	Chape	m ²	97	10 000	970 000
210	Enduit	m ²	503	8 000	4 024 000
<i>Sous total 200</i>					53 639 000
300 - Équipements divers					
301	Madriers de 7x17	ml	13	4 000	52 000
302	Cannes d'ancrage	kg	468	5 000	2 340 000
<i>Sous total 300</i>					2 392 000
TOTAL GENERAL					63 892 200

OUVRAGES SUR CANAL EN RIVE DROITE**BÂCHE N° 01**

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	2	4 000	8 000
104	Décapage	m ²	30	1 200	36 000
Sous total 000					44 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	1	150 000	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	6	225 000	1 350 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	8	280 000	2 240 000
207	Coffrage	m ²	50	9 000	450 000
208	Armature	kg	480	4 500	2 160 000
209	Chape	m ²	12	10 000	120 000
210	Enduit	m ²	27	8 000	216 000
Sous total 200					6 686 000
TOTAL GENERAL					6 730 000

BÂCHE N° 02

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	2	4 000	8 000
104	Décapage	m ²	25	1 200	30 000
Sous total 100					38 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	1	150 000	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	2	225 000	450 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	7	280 000	1 960 000
207	Coffrage	m ²	50	9 000	450 000
208	Armature	kg	420	4 500	1 890 000
209	Chape	m ²	11	10 000	110 000
210	Enduit	m ²	25	8 000	200 000
Sous total 200					5 210 000
TOTAL GENERAL					5 248 000

BÂCHE N° 03

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	2	4 000	8 000
104	Décapage	m ²	6	1 200	7 200
Sous total 100					15 200
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	1	150 000	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	2	225 000	450 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	1	280 000	280 000
207	Coffrage	m ²	13	9 000	117 000
208	Armature	kg	60	4 500	270 000
209	Chape	m ²	3	10 000	30 000
210	Enduit	m ²	7	8 000	56 000
Sous total 200					1 353 000
TOTAL GENERAL					1 368 200

BÂCHE N° 04

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	2	4 000	8 000
104	Décapage	m ²	24	1 200	24 000
Sous total 100					32 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	1	150 000	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	4	225 000	900 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	8	280 000	2 240 000
207	Coffrage	m ²	50	9 000	450 000
208	Armature	kg	480	4 500	2 160 000
209	Chape	m ²	12	10 000	120 000
210	Enduit	m ²	27	8 000	216 000
Sous total 200					6 236 000
TOTAL GENERAL					6 268 000

BÂCHE N° 05

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	2	4 000	8 000
104	Décapage	m ²	20	1 200	24 000
Sous total 100					32 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	1	150 000	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	6	225 000	1 350 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	6	280 000	1 680 000
207	Coffrage	m ²	45	9 000	405 000
208	Armature	kg	360	4 500	1 620 000
209	Chape	m ²	10	10 000	100 000
210	Enduit	m ²	23	8 000	184 000
Sous total 200					5 489 000
TOTAL GENERAL					5 521 000

BÂCHE N° 06

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	2	4 000	8 000
104	Décapage	m ²	20	1 200	24 000
Sous total 100					32 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	1	150 000	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	3	225 000	675 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	6	280 000	1 680 000
207	Coffrage	m ²	45	9 000	405 000
208	Armature	kg	360	4 500	1 620 000
209	Chape	m ²	10	10 000	100 000
210	Enduit	m ²	23	8 000	184 000
Sous total 200					4 814 000
TOTAL GENERAL					4 846 000

BÂCHE N° 07

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	3	4 000	12 000
104	Décapage	m ²	30	1 200	36 000
Sous total 100					42 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	3	150 000	450 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	5	225 000	1 125 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	14	280 000	3 920 000
207	Coffrage	m ²	65	9 000	585 000
208	Armature	kg	840	4 500	3 780 000
209	Chape	m ²	15	10 000	150 000
210	Enduit	m ²	34	8 000	272 000
Sous total 200					10 282 000
TOTAL GENERAL					10 324 000

OUVRAGE DE RÉALIMENTATION

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	4	4 000	16 000
104	Décapage	m ²	30	1 200	36 000
108	Trou d'ancrage	U	220	5 000	1 100 000
Sous total 100					1 152 000
200 - Maçonnerie et béton					
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	16	225 000	3 600 000
203	Béton ordinaire à dosé 300 kg/m ³	m ³	2	250 000	500 000
209	Chape	m ²	26	10 000	260 000
210	Enduit	m ²	30	8 000	240 000
Sous total 200					4 600 000
300 - Equipements divers					
302	Cannes d'ancrages	kg	240	4 500	1 080 000
Sous total 300					1 080 000
TOTAL GENERAL					6 832 000

OUVRAGES SUR CANAL EN RIVE GAUCHE :**BÂCHE N° 01**

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	2	4 000	8 000
104	Décapage	m ²	25	1 200	30 000
<i>Sous total 100</i>					38 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	1	150 000	150 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	5	225 000	1 125 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	7	280 000	1 960 000
207	Coffrage	m ²	50	9 000	450 000
208	Armature	kg	420	4 500	1 890 000
209	Chape	m ²	11	10 000	110 000
210	Enduit	m ²	25	8 000	200 000
<i>Sous total 200</i>					5 885 000
TOTAL GENERAL					5 923 000

BÂCHE N° 02

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	3	4 000	12 000
104	Décapage	m ²	30	1 200	36 000
Sous total 100					48 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	3	150 000	450 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	8	225 000	1 800 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	14	280 000	3 920 000
207	Coffrage	m ²	65	9 000	585 000
208	Armature	kg	840	4 500	3 780 000
209	Chape	m ²	15	10 000	150 000
210	Enduit	m ²	34	8 000	272 000
Sous total 200					10 957 000
TOTAL GENERAL					11 005 000

BÂCHE N° 03

N°	Désignation	U	Qté	PU	Montant
100 - Terrassement					
103	Fouille	m ³	3	4 000	12 000
104	Décapage	m ²	30	1 200	36 000
Sous total 100					48 000
200 - Maçonnerie et béton					
201	Béton de propreté à dosé 150 kg/m ³	m ³	3	150 000	450 000
202	Maçonnerie de moellons dosée 300kg/m ³	m ³	10	225 000	2 250 000
206	Béton armé à dosé 350 kg/m ³	m ³	14	280 000	3 920 000
207	Coffrage	m ²	65	9 000	585 000
208	Armature	kg	840	4 500	3 780 000
209	Chape	m ²	15	10 000	150 000
210	Enduit	m ²	34	8 000	272 000
Sous total 200					11 407 000
TOTAL GENERAL					11 455 000

Nom : ANDRIAMASY

Prénoms : Maharosoa Manda

Titre : Projet d'aménagement du périmètre irrigué de Mahasoa Analabe Commune rural d'Ikalamavony District d'Ikalamavony, Province autonome de Fianarantsoa.

Nombre de pages : 132

Nombre de tableaux : 53

Nombre de figures : 4

Résumé :

Le périmètre de Mahasoa Analabe se trouve dans la Commune rurale d'Ikalamavony, sous Préfecture d'Ikalamavony dans la Province autonome de Fianarantsoa. Le périmètre a une superficie égale à 30 ha et une estimation d'extension de 80 hectares soit 110 hectares en totalité. Le rendement de la riziculture reste encore faible, 2 tonnes par hectare, qui est insuffisant par rapport à la demande de la population. Grâce à la demande de financement soutenue par l'association des usagers de l'eau « FANEVAMPAMOKARANA » le projet PSDR a donné une réponse favorable pour l'aménagement du périmètre.

Les aménagements à soutenir commencent avec la construction d'un nouveau barrage de dérivation et des avants canaux en rive gauche et en rive droite ensuite la construction des dix bâches dont trois en rive gauche et sept en rive droite et enfin la mise en place d'un ouvrage de réalimentation.

Le coût du projet s'élève à 190 099 552 Ariary et le rendement après l'aménagement monte jusqu'à 3 tonnes par hectare qui est déjà fiable avec l'extension prévue.

Avec un taux de rentabilité interne égal à 34,8 %, et des impacts négatifs moyens qui peuvent être atténués, le projet est jugé rentable et ne représente aucun impact majeur à l'environnement.

Mots clés :

Apport, besoin en eau, crue, irrigation, Mahasoa – Analabe, maîtrise d'eau, périmètre irrigué.

Directeur du mémoire : Mr. Jean Donné RASOLOFONIAINA, Directeur du **Centre National d'Etudes et d'Applications du Génie Rural (CNEAGR)**

Adresse de l'auteur : Villa I B II – Anosy Fianarantsoa I – B.P. 1401