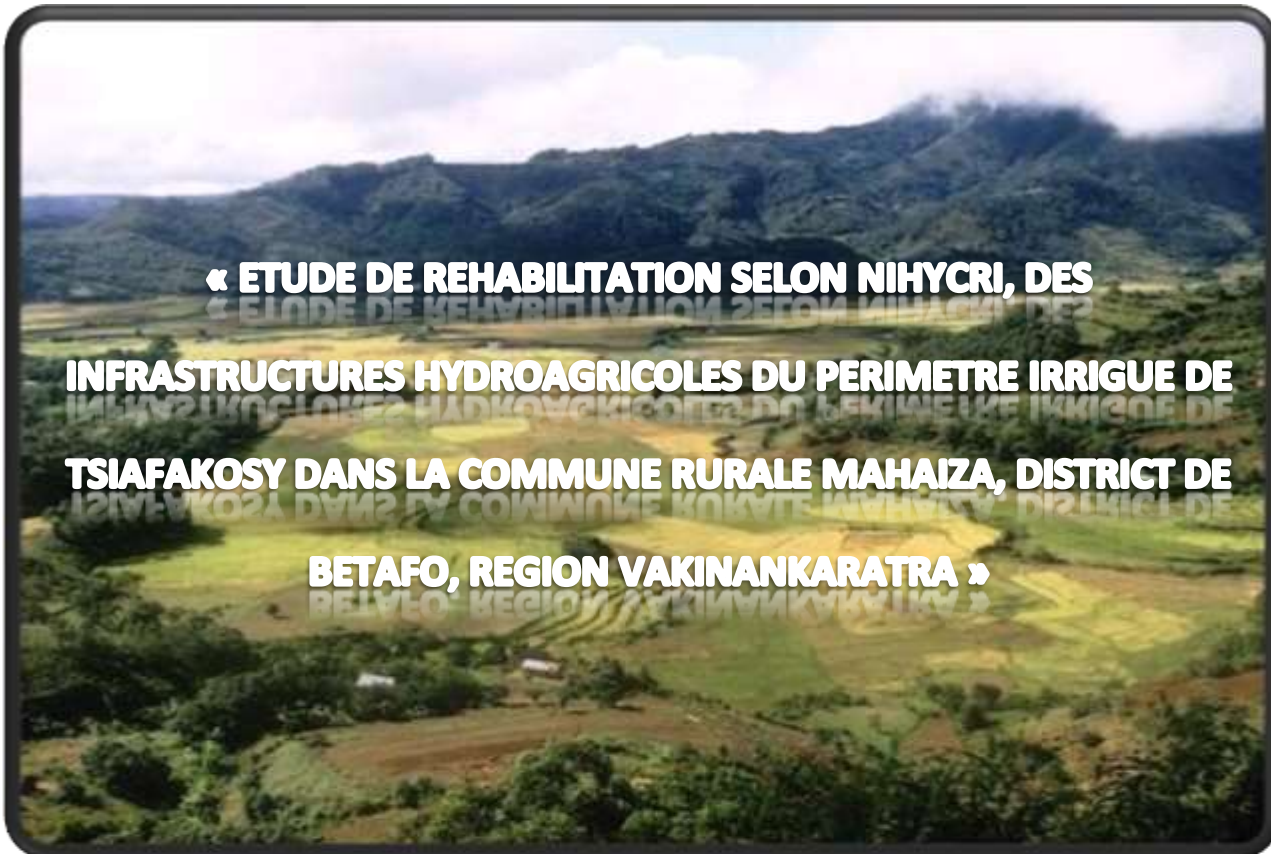




UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO
MENTION HYDRAULIQUE



**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de grade Master,
titre Ingénieur**



**« ETUDE DE REHABILITATION SELON NIHYCRI, DES
INFRASTRUCTURES HYDROAGRIQUES DU PERIMETRE IRRIGUE DE
TSIAFAKOSY DANS LA COMMUNE RURALE MAHAIZA, DISTRICT DE
BETAFO, REGION VAKINANKARATRA »**

Présenté par : RAKOTOVAO Riharifetra Ludger

Date de soutenance : 30 Septembre 2016

Promotion 2014



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



**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme Master II, titre
Ingénieur**

**« ETUDE DE REHABILITATION SELON NIHYCRI,
DES INFRASTRUCTURES HYDROAGRIQUES DU PERIMETRE IRRIGUE
DE TSIAFAKOSY DANS LA COMMUNE RURALE MAHAIZA, DISTRICT DE
BETAFO, REGION VAKINANKARATRA »**

Président de jury : Mr RAMANARIVO Solofomampionona, Chef de département et Enseignant chercheur à l'ESPA

Encadreur : Mr RAFALIMANANA Mampitony, Enseignant chercheur à l'ESPA

Rapporteur : Mme RAVOAVISON Nivo Grazia, Chef de service régional du Génie Rural d'Antsirabe

Examineurs : - Mr RANDRIAMAHERISOA Alain, Enseignant chercheur à l'ESPA
- Mr RANDRIANASOLO David, Enseignant chercheur à l'ESPA

Présenté par : RAKOTOVAO Riharifetra Ludger

Promotion 2014

REMERCIEMENTS

Pour la réalisation de ce mémoire de fin d'étude, nous tenons à exprimer ici nos remerciements les plus sincères à tous ceux qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation du présent mémoire ; en particulier Dieu qui m'a donné forces, esprit et courage pendant toutes mes études, et c'est seulement grâce à sa miséricorde et sa bénédiction divine que j'ai pu parvenir à ce stade de ma vie.

Nous ne saurons faire taire mes sentiments pour remercier les personnes suivantes car ce travail n'aurait pas vu le jour sans leur aide :

- Monsieur ANDRIANAHARISON Yvon, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, qui a autorisé la soutenance de ce présent mémoire ;
- Monsieur RAMANARIVO Solofomampionona, Chef du Département Hydraulique, qui a bien voulu à présider cette soutenance ;
- Monsieur RAFALIMANANA Mampitony, mon encadreur. Merci de m'avoir consacré votre précieux temps et votre connaissance ;
- Madame RAVOAVISON Nivo Grazia, chef de service régional du génie rural Antsirabe, mon rapporteur.
- Messieurs les membres de jury, qui en dépit de leurs obligations ont accepté d'examiner et de juger ce travail ;
- Tous les professeurs et enseignants qui ont élargi mes compétences durant ces cinq années de formation.

Nous tenons aussi à témoigner une profonde gratitude à tous les personnels au sein du service du génie rural, particulièrement à :

- A toutes les personnes qui m'ont prêté mains fortes, en me rendant petits et grands services jusqu'à l'aboutissement de ce mémoire, que je remercie infiniment.
- Enfin, nous avons une pensée noble et pleine de gratitude en l'endroit de mes chers parents, mes frères, mes sœurs à toute la famille et sans oublier mes amis.

Merci de tout cœur et que dieu vous bénisse.

RAKOTOVAO Rijaharifetra Ludger

TABLES DES MATIERES

LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS -----	E
LISTE DES PHOTOS -----	I
LISTE DES TABLEAUX-----	J
INTRODUCTION-----	1
PARTIE I : MONOGRAPHIE DE LA ZONE D’ETUDE ET DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE -----	2
CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D’ETUDE -----	3
I.1 LOCALISATION ET ACCESSIBILITE VERS LA ZONE D’ETUDE-----	3
I.2 ENVIRONNEMENT PHYSIQUE DE LA ZONE D’ETUDE-----	6
I.2.1 Relief-----	6
I.2.2 Climat-----	6
I.2.3 Hydrographie, sol et végétations-----	7
I.3 ENVIRONNEMENT SOCIAL DE LA ZONE D’ETUDE -----	8
I.3.1 Aspect démographique -----	8
I.3.2 Santé -----	10
I.3.3 Enseignement et Education -----	11
I.3.4 Activités culturels -----	11
I.4 ENVIRONNEMENT ECONOMIQUE DE LA ZONE D’ETUDE -----	12
I.4.1 L’Agriculture -----	12
I.4.2 Elevage -----	14
I.4.3 Artisanat et petites industries-----	14
I.5 INFRASTRUCTURES DE DEVELOPPEMENT SOCIAL et economique -----	15
I.5.1 Accès à l’Eau Potable et l’Electrification -----	15
I.5.2 Infrastructures agricoles-----	15
CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE -----	16
II.1 BARRAGE DE DERIVATION -----	16
II.2 L’AVANT CANAL -----	17
II.3 LE PARTITEUR ET LA BACHE METALLIQUE-----	17
II.4 LES DEUX BACHES EN BETON ARME-----	19
II.4.1 Bâche en béton armé à Anivorano-----	19
II.4.2 Bâche en béton armé à Matilava-----	20

II.5 CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE	21
PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE BASE	22
CHAPITRE III : ETUDES PLUVIOMETRIQUES	23
III.1 But	23
III.2 Pluviométries moyennes mensuelles annuelles	23
III.2.1 Loi de GAUSS ou loi normale	23
III.2.2 Pluie maximale journalière	24
CHAPITRE IV : ETUDES HYDROLOGIQUES	25
IV.1 BUT	25
IV.2 ETUDE DU BASSINT VERSANT	25
IV.2.1 Généralités	25
IV.2.2 Caractéristiques du bassin versant	25
CHAPITRE V : ESTIMATION DES APPORTS	29
V.1 METHODE DES STATIONS DE REFERENCE	29
V.2 METHODE CTGREF	30
V.3 SYNTHESE DES RESULTATS	31
CHAPITRE VI : ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE	32
VI.1 METHODE RATIONNELLE	32
VI.2 METHODE LOUIS DURET	33
CHAPITRE VII : EVALUATION DES BESOINS EN EAU	34
VII.1 BESOIN EN EAU DES PLANTES	34
VII.2 L'EVAPOTRANSPIRATION	34
VII.3 PLUIE EFFICACE	35
VII.4 DUREE DE PHASE DE CROISSANCE DE LA PLANTE ET COEFFICIENT CULTURAL	36
VII.5 CALENDRIER CULTURAL	37
VII.6 BESOIN PRATIQUE B_p	38
VII.7 EFFICIENCE GLOBALE E_g	38
VII.8 RESULTAT DES CALCULS	38
VII.9 LES DEBITS	40
VII.9.1 Débit fictif continu	40
VII.9.2 Débit d'équipement Q_e	40
VII.9.3 Main d'eau	40
VII.9.4 Débit en tête du réseau ou débit nominal théorique	40

VII.9.5 Débit calibre -----	41
VII.10 ADEQUATION DES RESSOURCES BESOINS -----	41
PARTIE III : PROPOSITIONS D'AMENAGEMENTS DU PERIMETRE -----	43
CHAPITRE VIII : ETUDES TECHNIQUES DE L'AMENAGEMENT -----	44
VIII.1 PROPOSITION D'AMENAGEMENT -----	44
VIII.2 DETAILS TECHNIQUES DES AMENAGEMENTS PROPOSES -----	44
VIII.3 DIMENSIONS DES RESEAUX D'IRRIGATIONS EXISTANTS -----	44
VIII.3.1 Prise principale-----	44
VIII.3.2 Avant canal -----	45
VIII.3.3 Les superficies à desservir-----	45
VIII.3.4 Le canal principal -----	46
VIII.3.5 La bêche métallique -----	48
VIII.3.6 La bêche en béton armé à Anivorano -----	49
VIII.3.7 Dimensions des prises parcellaires -----	50
VIII.4 LE BARRAGE TSIAFAKOSY -----	52
VIII.4.1 Dimensions du barrage -----	52
VIII.4.2 Vérification de la stabilité du barrage-----	52
VIII.4.3 Dimensions du nouveau profil du barrage -----	60
VIII.5 VARIANTES D'AMENAGEMENTS PROPOSES-----	62
VIII.5.1 Définition de chaque variante-----	62
VIII.5.2 Dimensions de chaque variante-----	64
VIII.5.3 Les avantages et inconvénients de chaque variante-----	69
PARITIE IV : ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDES FINANCIERES DU PROJET -----	70
CHAPITRE IX : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE (EIE)-----	71
IX.1 INTRODUCTION -----	71
IX.2 CONTEXTE LEGAL -----	71
IX.3 DESCRIPTION DU PROJET -----	72
IX.4 DESCRIPTION DU MILIEU RECEPTEUR-----	74
IX.4.1 Description du milieu physique-----	74
IX.4.2 Description du milieu biologique-----	74
IX.4.3 Description du milieu humain-----	75
IX.5 IDENTIFICATION ET ANALYSE DES IMPACTS -----	75
IX.6 ANALYSE ET EVALUATION DE L'IMPORTANCE DES IMPACTS -----	76

IX.7 MESURES D'ATTENUATIONS OU DE COMPENSATION DES IMPACTS -----	79
CHAPITRE X: ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE-----	81
X.1 INTRODUCTION -----	81
X.2 HYPOTHESE DE BASE -----	81
X.3 LES CHARGES D'EXPLOITATION-----	81
X.3.1 Les matériels agricoles -----	81
X.3.2 Le cout des intrants -----	81
X.3.3 La Main d'œuvre-----	82
X.4 LE COUT ESTIMATIF DU PROJET -----	82
X.5 TAUX DE RENTABILITE INTERNE -----	82
X.5.1 Le « VAN »-----	82
X.5.2 Le « GAIN RELATIF A LA VAN » -----	83
X.5.3 Calcul de TRI-----	83
CONCLUSION -----	86
BIBLIOGRAPHIE -----	87
ANNEXE -----	88
ANNEXE 1 : PRESENTATION DU NIHYCRI-----	I
ANNEXE 2 : ETUDE PLUVIOMETRIQUE -----	VI
ANNEXE 3 : ETUDE HYDROLOGIQUE-----	XI
ANNEXE 4 : ESTIMATION DES APPORTS-----	XII
ANNEXE 5 : ESTIMATION DE CRUE-----	XIV
ANNEXE 6 : EVALUATION DES BESOINS EN EAU -----	XV
ANNEXE 7 : PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT DU PERIMETRE-----	XIX
ANNEXE 8 : ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE -----	XXIV
ANNEXE 9 : PLANS -----	XXVII

LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS

AUE : Association des Usagers de l'Eau

BA : Béton armé

BV : Bassin versant

CECAM : Caisse d'Epargne et de Crédit Agricole Mutuel

CEG : Collège d'Enseignement Général

CP : Canal Principal

CR : Commune Rurale

CSB II : Centre de Santé de Base niveau deux

CTGREF : Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et Forêts

Dfc : Débit fictif continu

ECAR : Eglise Catholique Romaine

EIE : Etude Impact Environnemental

EPP : Ecole Primaire Public

ETo : Evapotranspiration de référence

ETP : Evapotranspiration Potentielle

Fft : Forfaitaire

FID : Fonds international pour le développement

FIKRIFAMA: Fikambanana Kristianina sy Fanabeazana eto Madagasikara

FJKM: Fiangonan'i Jesoa Kristy eto Madagasikara

FKT: Fokontany

FLM: Fiangonana Loterianina Malagasy

FOFIFA: Foibe Fikarohana ho an'ny Fampanandrosoana ny eny Ambanivohitra

JIRAMA: Jiro sy Rano Malagasy

Kc : coefficient cultural

MECIE : Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement

NIHYCRI : Normes de Construction des Infrastructures Hydroagricoles contre les Crues et

L'Inondation à Madagascar

ONG : Organisation Non Gouvernemental

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer

PM : Point Métrique

PP : Prise Parcelaire

PSDR : Projet de Soutien au Développement Rural

P.U : Prix Unitaire

SOMEAH : Société Malgache d'Etudes et Aménagements Hydraulique

SRA : Système de Riziculture Amélioré

SRI : Système de Riziculture Intensive

RD : Rive Droite

RG : Rive Gauche

RIC : Route Intercommunale

RN : Route Nationale

TRI : Taux de Rentabilité Interne

TTC : Toute Taxes Comprises

TVA Taxes sur les Valeurs Ajoutées

VAN : Valeur Actuelle Nette

UTE : Unité

Ar : Ariary

cm : centimètre

° C : degré Celsius

H : heure

Ha : Hectares

Kg : Kilogramme

Km² : Kilomètre carré

Km/h : Kilomètre par heure

L : litre

l/s : litre par seconde

l/j : litre par jour

m : mètre

ml : mètre linéaire

m² : Mètre carré

m³/s : mètre cube par seconde

mm : millimètre

m/s² : mètre par seconde au carré

S : seconde

T/m³ : tonne par mètre cube

% : pourcent

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation de la commune rurale de Mahaiza	4
Figure 2 : Localisation de la zone d'étude.....	5
Figure 3 : diagramme de variation de la pluviométrie	7
Figure 4 : Hydrographie de la zone d'étude	8
Figure 5 : Représentation graphique de la répartition de la population.....	10
Figure 6 : Bassin versant de Tsiafakosy	28
Figure 7 : Coupe transversale du canal principal	47
Figure 8 : Coupe transversal de la bêche métallique.....	49
Figure 9 : Passage Fluvial - Torrentiel.....	54
Figure 10 : Forces agissants sur le barrage.....	55
Figure 11 : Profil du barrage	60
Figure 12 : Disposition du nouveau barrage par rapport à l'ancien barrage.....	62
Figure 13 : Emplacement de la bêche en B.A au PM 1690	64
Figure 14 : Section du canal.....	65
Figure 15 : Profil de l'installation du gabion	67
Figure 16 : Section du canal.....	67
Figure 17 : Coupe transversal des gabions	68
Figure 18 : Coupe d'un épi de pieux.....	69

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Relief de la zone d'étude.....	6
Photo 2 : Barrage existant.....	16
Photo 3 : Prise principale.....	17
Photo 4 : L'avant canal	17
Photo 5 : Partiteur	18
Photo 6 : Bâche métallique.....	18
Photo 7 : Bâche en béton armé à Anivorano.....	19
Photo 8 : Bâche en béton armé à Matilava.....	20
Photo 9 : Rochers constituant l'aval immédiat du barrage.....	53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Données climatiques d’Antsirabe en 2013	6
Tableau 2 : La répartition de la population de la CR Mahaiza par Fokontany.....	9
Tableau 3 : Plan sanitaire de la CR Mahaiza	10
Tableau 4 : Plan d’enseignement.....	11
Tableau 5 : Activités culturels.....	11
Tableau 6 : Calendrier cultural et contre- saison.....	12
Tableau 7 : Calendrier cultural (Cultures vivrières).....	12
Tableau 8 : Une série de production agricole.....	13
Tableau 9 : Elevage de la commune par Fokontany	14
Tableau 10 : Matériels agricoles.....	15
Tableau 11: Table de Gauss	23
Tableau 12 : Pluviométrie quinquennale sèche	24
Tableau 13 : Pluie max journalières	24
Tableau 14 : Caractéristiques du bassin versant	28
Tableau 15 : Débit spécifique dans la station Manandona.....	29
Tableau 16 : Apport annuel pour le Bassin versant	29
Tableau 17 : Coefficient de répartition d’ALDEGHERI.....	30
Tableau 18 : Apports quinquennaux secs mensuels par la MSR.....	30
Tableau 19 : Apport annuel par la méthode CTGREF	31
Tableau 20 : Apports quinquennaux secs mensuels par la méthode CTGREF	31
Tableau 21 : Synthèse des résultats	31
Tableau 22 : Débit de crue quinquennale humide	33
Tableau 23 : Résultats évapotranspiration par CROPWAT.....	35
Tableau 24 : Pluie efficace calculée par CROPWAT	36
Tableau 25 : Différentes paramètres adoptés par CROWPAT	37
Tableau 26 : Calendrier cultural	38
Tableau 27 : Besoin en eau de la rizière suivant la date de 15 Novembre comme début de repiquage par CROPWAT.....	39
Tableau 28 : Besoin en eau de la rizière suivant la date de 15 Mai comme début de repiquage par CROPWAT.....	39
Tableau 29 : Adéquation des ressources besoins.....	42
Tableau 30 : Dimensions de la prise principale.....	44
Tableau 31 : Dimensions de l’avant canal.....	45
Tableau 32 : Superficies à desservir pour chaque tronçon RG.....	45

Tableau 33 : Superficies à desservir pour chaque tronçon RD.....	45
Tableau 34 : Valeurs des débits nominaux (Qn) RG	46
Tableau 35 : Valeurs des débits nominaux (Qn) RD	46
Tableau 36 : Longueur de chaque tronçon du canal principal.....	46
Tableau 37 : Le canal principal en rive gauche	48
Tableau 38 : Le canal principal en rive droite	48
Tableau 39 : Dimensions de la bêche métallique	48
Tableau 40 : Dimensions de la bêche en béton armé à Anivorano	49
Tableau 41 : Dimensions des prises parcellaires rive gauche.....	51
Tableau 42 : Dimensions des prises parcellaires rive droite	51
Tableau 43 : Resultat de la stabilite du nouveau profil du barrage.....	61
Tableau 44 : Dimensions de la bêche en béton armé au PM 1690.....	65
Tableau 45 : Dimension et volume de la cage des gabions	66
Tableau 46 : Quantité des gabions nécessaires pour le projet	66
Tableau 47 : Dimensions de la bêche en béton armé à Matilava	67
Tableau 48 : Dimension et volume de la cage des gabions	68
Tableau 49 : Quantité des gabions nécessaires pour le projet.....	68
Tableau 50 : Avantages et inconvénients de chaque variante	69
Tableau 51 : Activités selon les phases du projet.....	73
Tableau 52 : Indentifications des impacts	76
Tableau 53 : Coefficient de pondération des analyses multicritères.....	77
Tableau 54 : Identification des impacts et analyse multicritère	78
Tableau 55 : Mesures d'atténuations.....	80
Tableau 56 : Cout estimatif du projet.....	82
Tableau 57 : Résultat de calcul de TRI et VAN	83
Tableau 58 : Calcul de TRI et VAN Scenario 1	84
Tableau 59 : Calcul de TRI et VAN Scenario 2	85
Tableau 60 : Classes des périmètres irrigués	III
Tableau 61 : la sous-classe M	III
Tableau 62 : Crues de projet et de Sureté pour chaque classe	IV
Tableau 63 : Exigences en matière de procédure de calcul des crues	V
Tableau 64 : Pluviométries moyennes mensuelles.....	VI
Tableau 65 : Valeurs de U	VII
Tableau 66 : Pluviométrie maximale journalière (mm).....	VIII

INTRODUCTION

Madagascar est un pays à vocation agricole c'est-à-dire que l'agriculture constitue le pilier de l'essor économique Malgache. En 2010, plus de 80% des Malgaches vivent en milieu rural dont la grande partie est accaparée par les activités agricoles.

Par contre, ces activités connaissent depuis longtemps des contraintes, sans parler des problèmes des phénomènes naturels comme les cyclones, les crues et inondations sur les infrastructures hydroagricoles. C'est dans ce contexte que se situe le présent mémoire, il a pour thème « Etude de réhabilitation selon NIHYCRI des infrastructures hydroagricoles du périmètre irrigué de Tsiafakosy dans la commune rurale Mahaiza, District Betafo, Région Vakinankaratra».

Administrativement, cette zone se situe dans le Fokontany d'Ambohimanamora, Commune Rurale de Mahaiza, District de Betafo et Région de Vakinankaratra. L'objectif général de cette étude est d'améliorer la vie sociale des paysans locaux et de rendre fonctionnel les infrastructures hydroagricoles du périmètre de Tsiafakosy qui a souffert depuis quelques années, d'une part d'un manque d'entretien périodique, d'autre part des dégâts occasionnés par les crues et les cyclones. Il y a des propositions des variantes pour l'aménagement du périmètre.

La méthodologie de mise en œuvre de ce mémoire s'est effectuée par la consultation des documents, la descente sur terrain pour les collectes des données socio-économique et techniques de la zone d'étude, et le traitement des données suivies de la rédaction de ce mémoire.

Les différentes parties qui constituent ce travail sont les suivantes :

- ✚ Monographie de la zone d'étude et diagnostic de la situation actuelle
- ✚ Etudes techniques de base
- ✚ Proposition d'aménagement du périmètre
- ✚ Etudes d'impacts environnementaux et études financières du projet

**PARTIE I : MONOGRAPHIE DE
LA ZONE D'ETUDE ET
DIAGNOSTIC DE LA SITUATION
ACTUELLE**

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 LOCALISATION ET ACCESSIBILITE VERS LA ZONE D'ETUDE

La zone d'étude se trouve dans le Fokontany d' Ambohimanamora, Commune Rurale de Mahaiza, District de Betafo, Région Vakinankaratra.

En partant d'Antsirabe, sur la RN 34 et en direction vers Miandrivazo, une bifurcation s'impose après 15 km. De ce point jusqu'à la Commune Rurale de Mahaiza, il faut parcourir 21 km sur une piste en terre non praticable pendant toute l'année. C'est la RIC 142 reliant le RN 34 et la CR Mahaiza. La Commune se trouve sur la longitude Est 46° 48' et la latitude Sud -19° 54' avec une altitude 1542m. Elle est délimitée par les communes voisines :

- Au Nord la CR Soavina et Betafo
- Au Sud la CR Tritriva
- A l'Ouest la CR Ambohimanambola et Anosiarivo Manapa
- A l'Est la CR Alakamisy Anativato

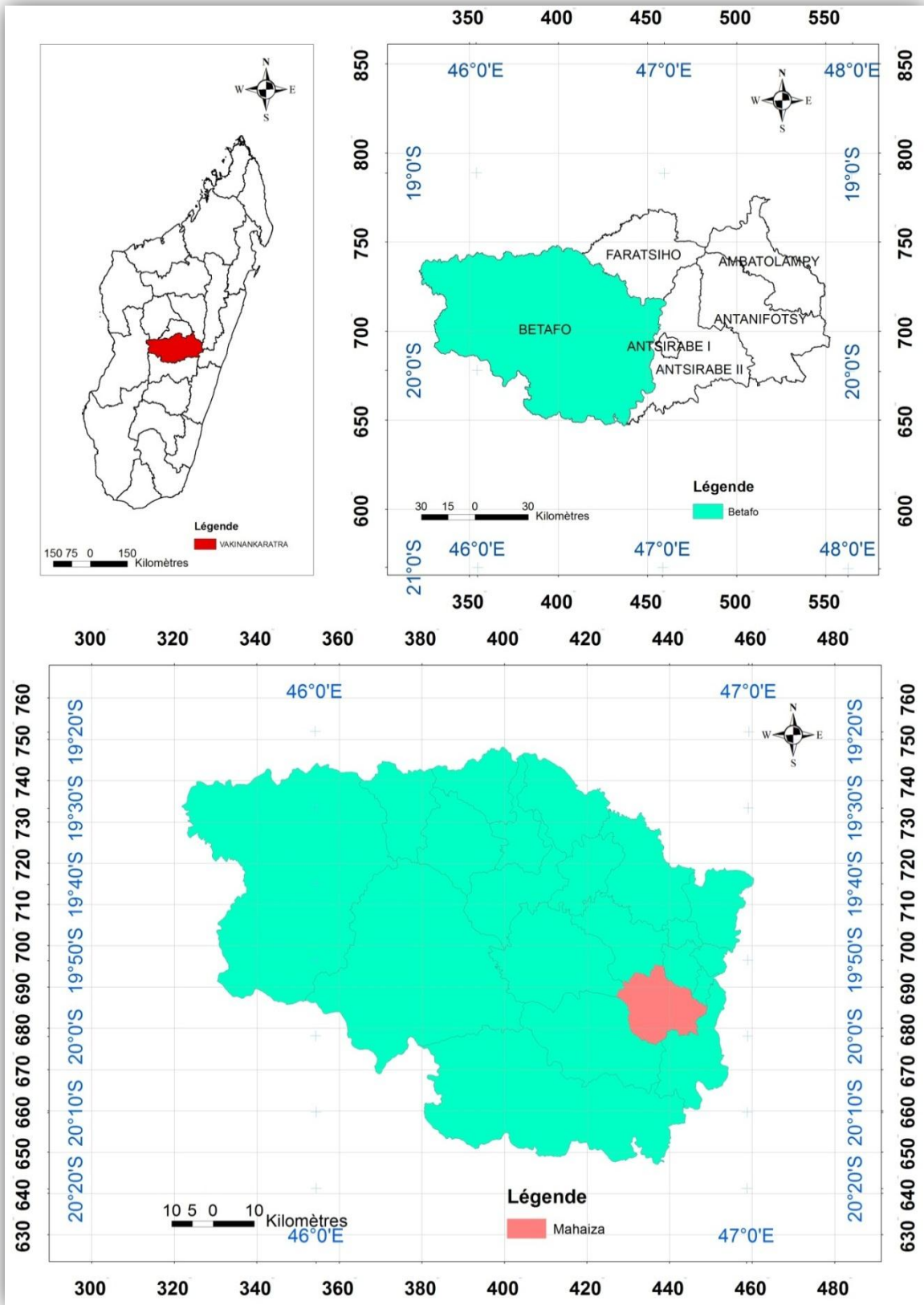


Figure 1 : Carte de localisation de la commune rurale de Mahaiza

Concernant l'accessibilité, la RN 34 goudronnée est toujours accessible pendant toute l'année. Il est de même pour la piste en terre mais le trajet est difficile pendant la période de pluie. La zone d'étude est en général, accessible en voiture et aux camions double pont, motos. Ces moyens de transports souffrent sur l'accessibilité pendant la période de pluie.

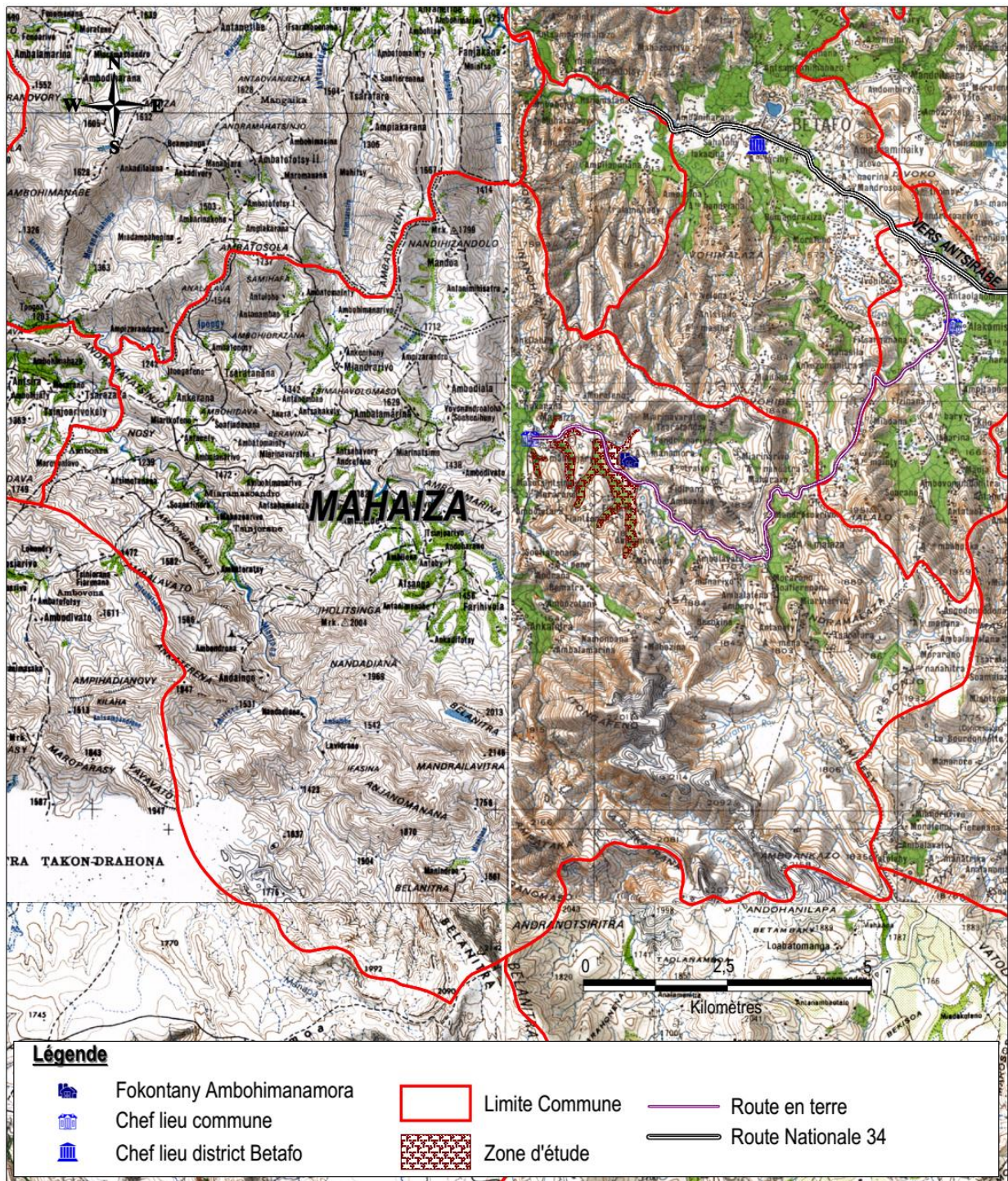


Figure 2 : Localisation de la zone d'étude

I.2 ENVIRONNEMENT PHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

Il s'agit de la description des composantes du milieu récepteur les plus pertinentes de la commune. Cette partie comprend le relief, climat, hydrographie, sol et végétation.

I.2.1 Relief

Le relief de la CR Mahaiza est constitué de chaîne de montagne. Elle appartient à la région du haut plateau central de l'île.



Photo 1 : Relief de la zone d'étude

La figure montre que la zone d'étude est encerclée par des montagnes séparées par des plaines favorables pour les rizicultures et les cultures contre-saison. L'altitude moyenne est de l'ordre de 1550 à 2201m.

I.2.2 Climat

Concernant le climat, la commune appartient aux hautes terres centrales type tropical d'altitude caractérisé par deux saisons bien distinctes à savoir la saison sèche qui débute au mois d'Avril jusqu'au mois de Novembre, et la saison humide qui débute au mois de Novembre jusqu'au mois de Mars.

Tableau 1 : Données climatiques d'Antsirabe en 2013

Mois	Janv.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.
T_{max} °C	25	26	25	24	22	21	20	20	22	25	26	25
T_{min} °C	16	16	16	15	12	10	10	10	11	12	15	16
P_m	247,2	215,3	157,1	15,6	10,5	0,5	0,1	0,8	9,5	205,8	239,2	397,9

Source : Météorologie Antsirabe

Selon les différentes saisons, la température varie annuellement de 10 à 26°C. En période chaude, la température atteint jusqu'à 26°C. Par contre, en période froide elle descend jusqu'à 10 ou 5°C.

Concernant la pluviométrie, on constate que pendant la saison pluvieuse et relativement moyennement chaude du mois de Novembre jusqu'au mois de Mars, les pluies sont abondantes avec une pluviométrie mensuelle moyenne de 251,4mm. Par contre, pendant la saison fraîche et relativement froide du mois d'Avril au mois d'Aout, la pluviométrie régresse totalement avec une pluviométrie mensuelle moyenne de 112,4 mm.

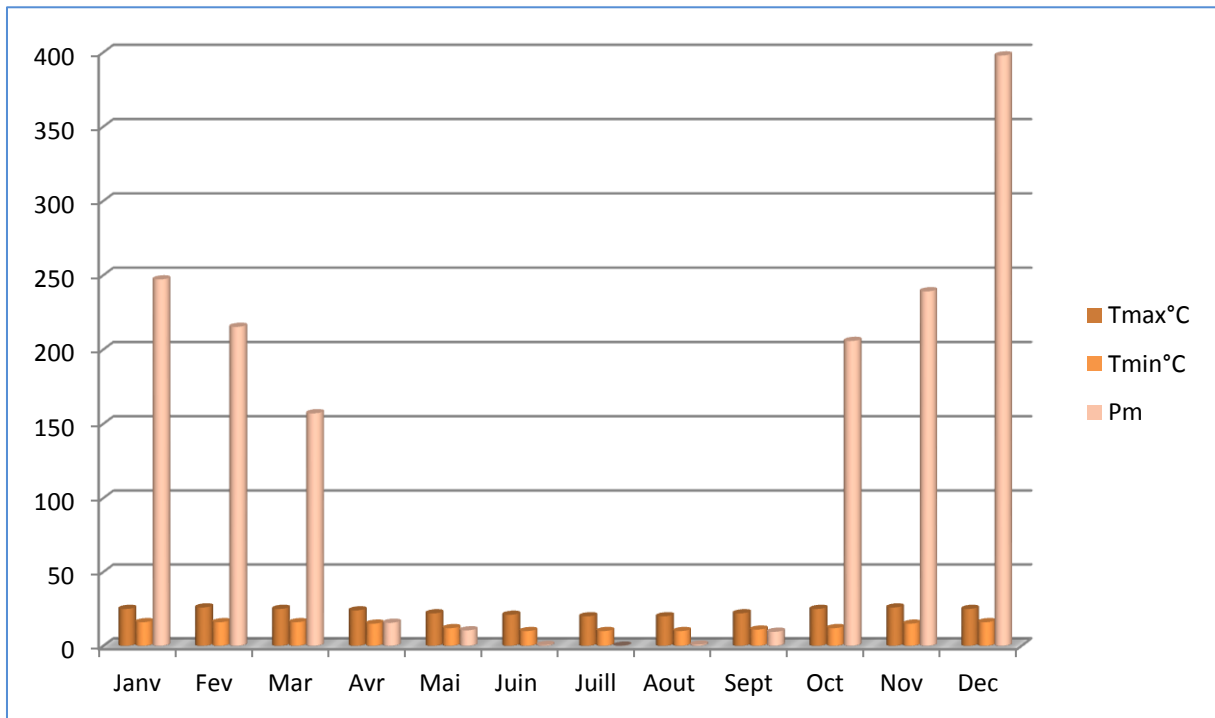


Figure 3 : diagramme de variation de la pluviométrie

I.2.3 Hydrographie, sol et végétations

De nombreux rivières et ruisseaux traversent la zone d'étude comme la rivière de Morarano, Ampika, Andrena, Anjoma, Soavina, et Ipongy. Ces rivières assurent l'irrigation des plaines et des bas-fonds dans la Commune.

Dans l'ensemble, deux types de sol caractérisent la zone d'étude à savoir un sol ferrallitique qui est approprié à la culture vivrière comme le manioc, la patate douce ; et un sol volcanique qui constitue les bas-fonds et les plaines. Ce dernier est convenable à la riziculture et aux cultures contre-saison.

Concernant la végétation, le riz et les cultures maraichères (relatif à la culture en grand des terrains qui produisent des légumes) occupent la grande partie du territoire s'y ajoutent les forêts des pins et d'autres types de culture.

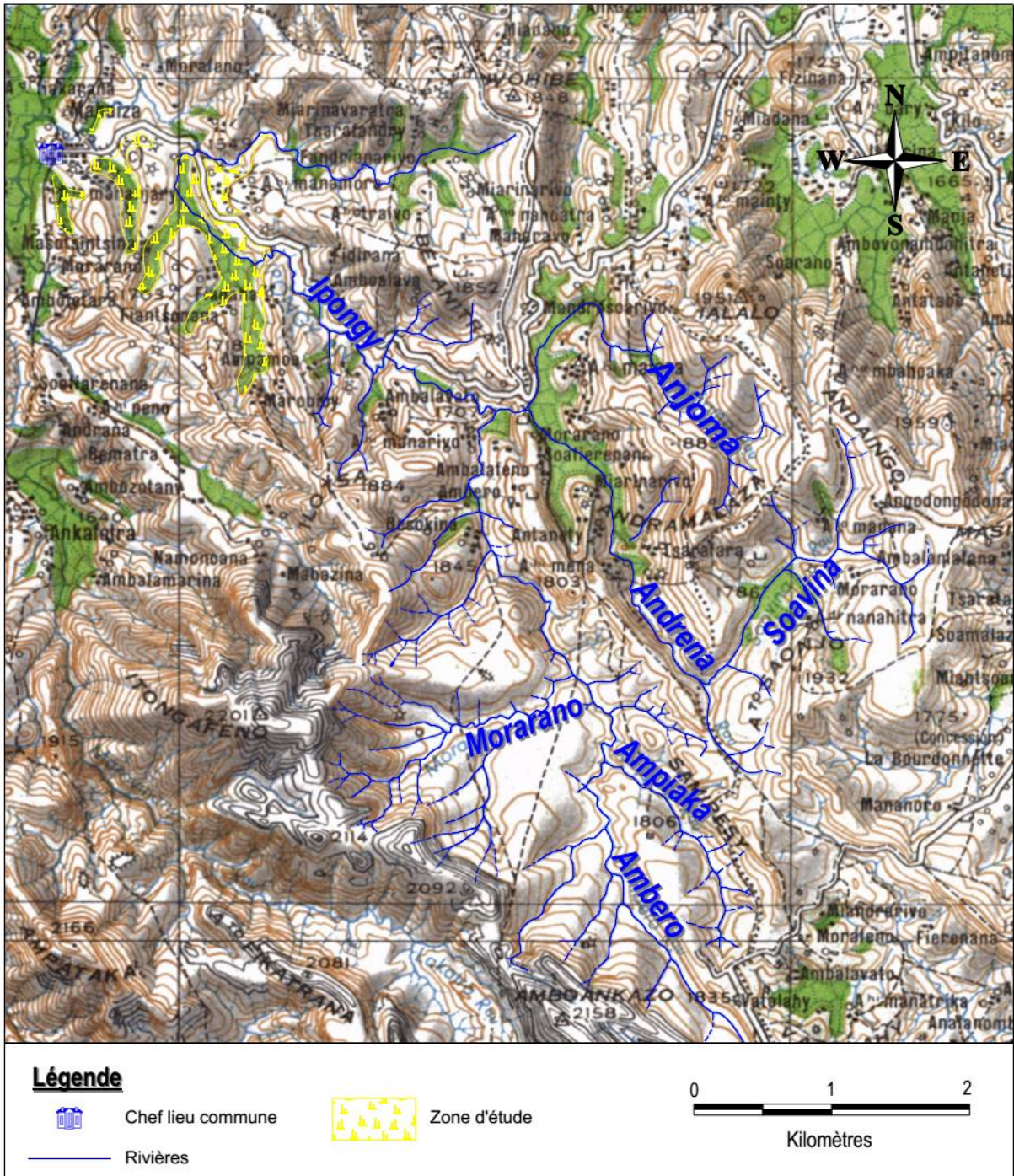


Figure 4 : Hydrographie de la zone d'étude

I.3 ENVIRONNEMENT SOCIAL DE LA ZONE D'ETUDE

Cette partie montre la situation actuelle sur l'effectif, la répartition et la vie de la population. Elle est composée de l'aspect démographique, habitation, santé, enseignement, et les activités culturelles.

I.3.1 Aspect démographique

La CR Mahaiza s'étend sur superficie de 480km². La commune est constituée de 11 Fokontany à savoir Mahaiza, Ambalamarina, Fenoarivo, Ambohimanamora, Ambohimalaza,

Miandrarivo, Marotsiraka, Ambohitrananana, Mandoa, Mahazina et Ankafotra. Concernant l'effectif, en se référant au recensement effectué en 2012 au niveau de la commune. L'effectif de la population s'élève de 25608 dont 12246 hommes et 13362 femmes. Cet effectif indique que la population est de prédominance féminine avec 52,18% et 47,82% pour le genre masculin.

La répartition de la population par Fokontany selon la classe d'âge est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau 2 : La répartition de la population de la CR Mahaiza par Fokontany

FOKONTANY	0 à 5 ans	6 à 10 ans	11 à 17 ans	18 à 60 ans	61 ans et plus	Total	Taux [%]
Mahaiza	465	819	1220	1963	125	4592	17,93
Ambohimalaza	1006	1125	1093	1952	986	6162	24,05
Ambohimanamora	334	178	173	430	19	1134	4,43
Ambalamarina	269	450	265	388	23	1395	5,45
Miandrarivo	312	324	241	632	32	1541	6,02
Marotsiraka	199	354	468	675	45	1741	6,8
Ambohitrananana	526	513	471	896	75	2481	9,69
Ankafotra	269	237	267	789	35	1597	6,24
Mandoa	164	256	864	182	24	1490	5,82
Mahazina	98	116	240	456	32	942	3,68
Fenoarivo	224	562	827	844	76	2533	9,89
Total	3866	4934	6129	9207	1472	25608	100

Source : Données communales

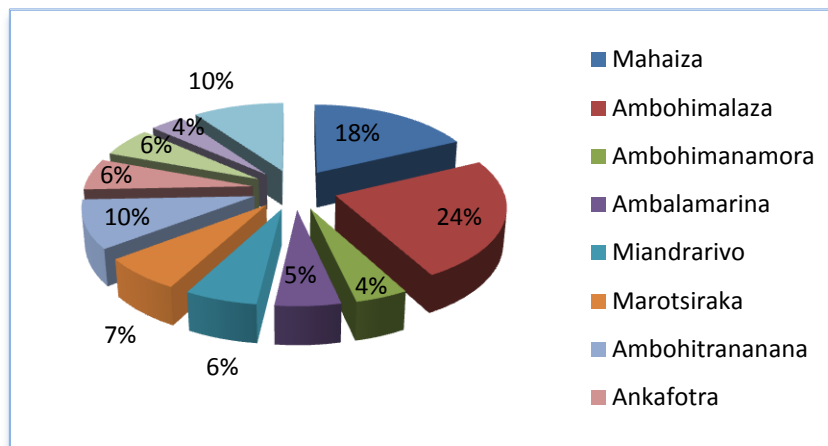


Figure 5 : Représentation graphique de la répartition de la population

A première vue, la densité moyenne de la population est de 53,35 hab/km² tandis que la taille moyenne de ménage est de 5 personnes. Le taux de natalité est de 1,70% et par contre le taux de mortalité est de 1,19%.

En général, du point de vue de la composition ethnique, la CR Mahaiza est habitée par des natifs d'Imerina et d'autres immigrants. Les natifs d'Imerina dominant avec 95%.

I.3.2 Santé

Sur le plan sanitaire, pour diagnostiquer et suivre la santé de la population locale, la zone d'étude dispose d'un Centre de Santé de Base Niveau II. La mise en fonction de ce CSBII est assurée par un médecin, une infirmière et une dispensatrice. Le tableau suivant montre le plan sanitaire de la commune.

Tableau 3 : Plan sanitaire de la CR Mahaiza

	SSD	CHD II	CSB I	CSB II
Publics	-	-	-	01
Privées	-	-	01	-

	Médecins	Dentistes	Sages-femmes	Infirmières	Aide-sanitaire	AC- Mère	AC Enfant
Publics	01	-	-	-	01	11	11
Privées	-	-	-	01	01	-	-

L'enquête sur terrain révèle que 15 à 35 malades par jours rejoignent le CSB II. En effet, l'effectif augmente durant la saison de pluie. Aucune maladie grave n'a été constatée durant les trois derniers mois. L'infection respiratoire reste la maladie la plus fréquemment rencontrée dans la zone. En outre, la médecine traditionnelle est très rependue et très pratique aussi dans la Commune.

I.3.3 Enseignement et Education

En général, l'éducation dans le milieu rural connaît un niveau relativement bas par rapport au milieu urbain. Le taux de scolarisation de la commune d'après l'enquête est de 65%. La commune dispose des établissements publics et privés qui sont :

- 16 Ecole Primaire Public et 5 Ecole Primaire Privée
- 1 Collège d'Enseignement General et 2 CEG Privée
- 2 Lycée privés religieux

Le tableau suivant récapitule le plan d'enseignement de la commune et l'effectif des élèves :

Tableau 4 : Plan d'enseignement

	Etablissements	Nombres	Effectifs des élèves	Enseignants
EPP	Publics	15	2495	59
	Privées	7	902	25
CEG	Publics	1	383	24
	Privées	2	185	8
LYCEE	FJKM	1	127	9
	Catholique	1	134	11

I.3.4 Activités culturelles

Concernant les loisirs, la commune dispose de différents terrains et de salles qui sont les suivant :

- ❖ Un terrain de sport de Foot Ball à 11 et 2 autres
- ❖ 02 salles d'œuvre
- ❖ 01 Tranompokonolona
- ❖ 01 CRP
- ❖ 01 Bibliothèque
- ❖ 03 Salle de Vidéo

Côté religion, le tableau suivant montre les églises existantes dans la commune :

Tableau 5 : Activités culturelles

ECAR	FLM	FJKM	ADVENTISTE	ANGLICAN	AUTRES
12	10	01	01	-	04

I.4 ENVIRONNEMENT ECONOMIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

Tous les ménages de la commune disposent d'emplois permanents. Parmi les activités spécifiques de la localité, il y a l'agriculture, l'élevage, l'artisanat, etc.....

I.4.1 L'Agriculture

L'agriculture est l'activité la plus pratiquée dans la commune. En effet, 90% de la population sont des exploitants agricoles. Plusieurs types de cultures sont aperçus dans la Commune dont les cultures de céréales, les cultures vivrières et les cultures légumineuses et légumes.


a. La riziculture

La culture des céréales est la principale activité dans la commune. Dans cette culture, la riziculture occupe 90% des terrains de culture pendant une période de 5 mois. L'observation sur place et les enquêtes effectuées ont permis de connaître par exemple, les types de semence utilisés, le technique, le calendrier cultural des paysans et les problèmes rencontrés. Les variétés de semence utilisées par les paysans locaux sont : Mailaka (X265), botsakely (X243), Mangakely, FOFIFA 160, Tsipolitra, etc....., ces produits proviennent de la FOFIFA.

Du point de vue technique cultural, plusieurs paysans pratiquent encore les techniques traditionnelles et certains commencent à appliquer des nouvelles techniques comme la culture SRI (Système de Riziculture Intensif), la culture SRA (Système de Riziculture Amélioré). Plusieurs familles commencent à pratiquer aussi le riz pluvial qui est à présent en phase d'essai.

Tableau 6 : Calendrier cultural et contre- saison

Culture	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Riz												
Contre saison												
Haricot												
Pomme de Terre												

 Repiquage, plantation

 Récolte

b. Cultures vivrières

Les paysans locaux pratiquent aussi d'autres cultures vivrières. Ils les font comme une culture de contre saison, elles sont cultivés au niveau des plateaux et des collines. Ce sont les cultures en racine et en tubercule comme les maniocs, les patates douces, etc.....

Tableau 7 : Calendrier cultural (Cultures vivrières)

Culture	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
----------------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

vivrière												
Manioc												

Repiquage, plantation

Récolte

La culture du manioc se réalise en deux périodes distinctes :

- 1^{ère} période : mois d'Avril au mois de Novembre
- 2^{ème} période : mois d'Octobre au mois de Mai

c. Productions et destination des produits

En général, la production agricole de la commune varie annuellement. Une série de production agricole de la commune en 2012 est récapitulée par le tableau suivant :

Tableau 8 : Une série de production agricole

Spéculations	Superficie cultivée [ha]	Production [tonnes]	Rendement [t/ha]
Riz	2262	6500	3,5
Maïs	450	788	1,8
Manioc	381	6315	16,6
Haricot	60	509	8,5
Total	3153	14112	

La production varie annuellement en fonction de la superficie et le type de culture. La riziculture occupe la première place. Elle est ensuite complétée par les cultures vivrières et les cultures contre saison. La commune dispose d'un vaste milieu agricole dont 3153 ha sont des terrains cultivables. Les produits sont destinés aux besoins quotidiens des gens d'après les informations reçus sur terrain. Mais des fois certains ont dû vendre une part de la production pour pouvoir acheter des produits nécessaires quotidiennement.

d. Problèmes rencontrés

Dans ce domaine, plusieurs problèmes sont supportés par les paysans. Le problème majeur est l'existence du vol sur pied (hala-botry) surtout en période de soudure. De plus, le coût de main d'œuvre agricole est assez faible avec 2500Ar pour les hommes et 2000Ar pour les femmes ; il y a aussi l'insuffisance des matériels et infrastructures agricoles, l'invasion des insectes, etc.....

Actuellement, le vol sur pied est réduit progressivement car la Commune a décidé d'adopter des quartiers mobiles. Mais le coût de main d'œuvre reste non modifiable.

I.4.2 Elevage

Au même plan que l'agriculture, l'élevage constitue une activité et une source de revenu importante pour la population locale. Ainsi, cette activité est pratiquée pour soutenir l'agriculture par la production des fumiers organiques (engrais). Presque tous types d'élevage sont rencontrés dans la commune. En 2012, trois types d'élevage prédominent dans la zone à savoir :

- Elevage Bovins avec 4825 têtes
- Elevage Porcins avec 4650 têtes
- Les volailles avec 13220 têtes

Le domaine de l'élevage de la commune par Fokontany est résumé par le tableau suivant :

Tableau 9 : Elevage de la commune par Fokontany

FOKONTANY	Bœuf	Porcs	Moutons	Volailles
Mahaiza	586	370	6	1720
Ambohimalaza	857	615		1560
Ambohimanamora	243	330	20	430
Ambalamarina	451	280		1050
Miandrarivo	414	450		1360
Marotsiraka	415	705		1830
Ambohitrananana	611	735		1980
Ankafotra	482	320		830
Mandoa	65	100		530
Mahazina	81	115		490
Fenoarivo	620	630		1440
Total	4825	4650	26	13220

Les produits sont destinés aux besoins quotidiens des gens, mais la plus part de la population locale vend leur produits pour les autres besoins.

Les problèmes majeurs rencontrés dans ce domaine sont les suivants :

- L'insécurité pendant la période de soudure
- L'insuffisance de vétérinaires
- La pratique d'élevage traditionnel

I.4.3 Artisanat et petites industries

L'artisanat est l'activité tertiaire pratiquée dans la Commune. Il en existe des artisans dans le domaine de la vannerie et l'exploitation du bois. Plusieurs familles travaillent dans le domaine de la menuiserie, la coupe et couture.

Concernant l'industrie, la Commune dispose de plusieurs industries artisanales. La décortiquerie se rencontre dans tous les 11 Fokontany.

I.5 INFRASTRUCTURES DE DEVELOPPEMENT SOCIAL ET ECONOMIQUE

Dans ce domaine, on décrit les infrastructures sociales et économiques existantes dans la commune, qui se rapportées l'accès à l'eau potable, l'accès à l'électrification et les réseaux hydroagricoles.

I.5.1 Accès à l'Eau Potable et l'Electrification

En 2000, la CR Mahaiza a bénéficiée d'un projet d'accès à l'eau potable réalisé par l'ONG FIKRIFAMA. Seule, le FKT Mahaiza est desservi en eau potable par système gravitaire, mais 10 ans après, la Commune est devenue une commune pilote du secteur eau et assainissement. Les autres FKT y compris le FKT Ambohimanamora, bénéficient de l'approvisionnement en eau par l'intervention de l'association SAF FJKM en 2010.

Dans l'ensemble, rarement des ménages dans la commune sont électrifiés. Le problème est sur le prix qui est vraiment onéreuse pour certaines familles. C'est dans ce sens que plusieurs familles restent à utiliser des bougies, des batteries. Pour l'utilisation personnelle et exceptionnelle, d'autres habitants utilisent des groupes électrogènes et des panneaux solaires.

I.5.2 Infrastructures agricoles

Dans ce domaine, il existe 76 barrages de type traditionnel et en dur dans la commune d'après les informations reçus. Les barrages traditionnels existants sont comptés à 58, qui sont construits en enrochement et renforcés par des bois. Par contre, 18 barrages sont en dur. L'ensemble des ouvrages est utilisé pour l'irrigation de 2262 ha de périmètre.

Les barrages traditionnels sont facilement détruits durant le passage des crues en période pluvieuse. Les paysans locaux ont exigés d'effectuer une supervision et une réparation répétitive.

Concernant les matériels agricoles, à cause de l'ancienneté et l'insuffisance des matériels, les paysans exigent une aide venant des hauts responsables. Le tableau suivant montre les matériels agricoles existant dans la commune.

Tableau 10 : Matériels agricoles

BT	Charrettes	Charrues	Herses	Houe rotative	Batteuse	Pulvérisateur	Tracteur
630	205	130	250	315	45	1	0

Source : Données communales

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE

Avant de proposer des aménagements nécessaires à la zone d'étude, il faut d'abord diagnostiquer l'état actuel du périmètre et de ses environs. Le réseau comprend :

- ✚ Un barrage de dérivation avec un dessableur et une prise principale sur la rive gauche.
- ✚ Un avant canal en maçonnerie de moellon.
- ✚ Un partiteur et deux canaux principaux rive gauche et rive droite.

II.1 BARRAGE DE DERIVATION

Le barrage existant est de type de barrage fixe en béton, qui est implanté sur seuil rocheux sur la rivière d'Ipongy. Il mesure 6,5m de longueur et sa capacité portante est relativement moyenne. La largeur de la crête du barrage est de 0,5m et la hauteur du seuil est de 1m. Le dessableur est encore en bon état, tandis que la prise principale subit un problème de fonctionnement à cause de vol des matériels. Cette prise principale est munie d'une vanne réglable (vanne à vis sans fin) de dimension 1,11×1,11m avec une ouverture $\phi 800$. En conséquence, la prise et l'avant canal, conçus pour supporter de grandes crues, sont totalement en bon état.



Vue de droite et vue de gauche

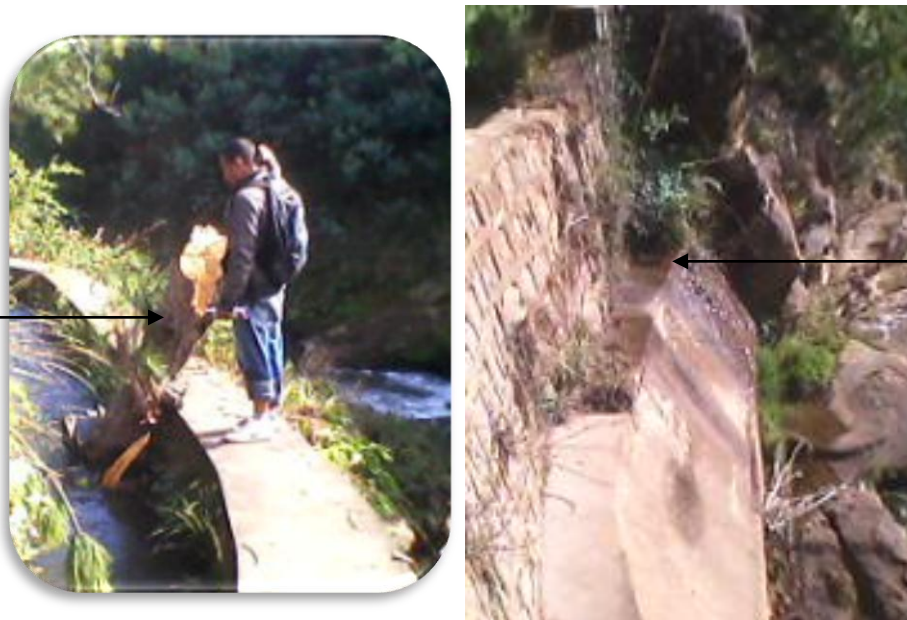
Photo 2 : Barrage existant



Photo 3 : Prise principale

II.2 L'AVANT CANAL

L'avant canal existant est en maçonnerie de moellon et de section rectangulaire de dimension $L = 467\text{m}$, $l = 0,90\text{m}$ et $H = 0,60\text{m}$, est encore en bon état. Mais, l'avant canal a besoin d'un entretien de décapage des fougères situés sur la berge car celles-ci perturbent l'écoulement, et un entretien de dessablage.



*Débris de tronc
d'arbre dans le
canal*

*Quelques fuites
d'eaux sur la côté
droite du canal*

Photo 4: Avant canal

II.3 LE PARTITEUR ET LA BACHE METALLIQUE

Le partiteur est en béton, de section rectangulaire. Il mesure 4,65m de longueur et la largeur du canal est de 1,3m. Sur la rive gauche et la rive droite, les sections des canaux respectives sont données comme suit : $l_{RG} = 0,80\text{m}$, $l_{RD} = 0,50\text{m}$ et la hauteur du canal de 0,60m qui est la même. On constate, que le partiteur subit des dépôts en amont qui perturbent l'écoulement.



Photo 5 : Partiteur

Après le partiteur sur la rive droite, se trouve la bêche métallique franchissant la rivière d'Ipongy. Les 2 extrémités de la bêche sont constituées par un canal en béton armé avec un profil rectangulaire. La longueur de la bêche est de 14m et sa hauteur par rapport au niveau de la rivière est de 12m. La hauteur du canal mesure 0,38m, son diamètre est de 0,50m. La partie en profil métallique du canal possède 14 entretoises distants de 1m chacune.

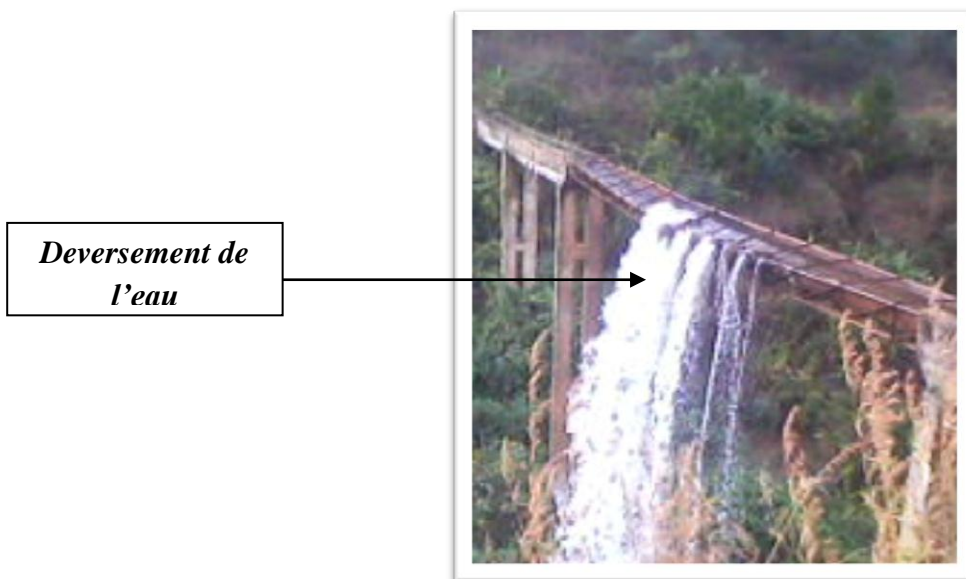


Photo 6 : Bêche métallique

La bêche subit d'un problème de déversement de l'eau vers la rivière à cause d'une entrée forcée des débris de bois qui a entraîné un basculement de la bêche.

II.4 LES DEUX BACHES EN BETON ARME

II.4.1 Bâche en béton armé à Anivorano

La bache en béton armé à Anivorano se situe dans la rive gauche du réseau, elle est constituée par un canal en béton armé avec un profil rectangulaire. La longueur de la bache est de 25m et sa hauteur par rapport au niveau du ruisseau est de 10m. La hauteur du canal mesure 0,60m, avec sa largeur de 0,90m et son épaisseur est de 0,20m. Le problème pour la bache est le dépôt de sable dans le canal qui a une épaisseur de 0,2m, cela empêche l'écoulement.



Ruisseau

Photo 7 : Bâche en béton armé à Anivorano

II.4.2 Bâche en béton armé à Matilava

C'est le problème majeur pour le périmètre et la collecte des eaux de ruissellement. A cause de la configuration du terrain et de phénomène de fluage du bassin versant latéral, la bâche a subi une dégradation majeure pendant le passage d'une grande crue. En effet, le système des réseaux d'irrigation du périmètre est coupé en partant de la bâche Matilava, d'où la grande partie du périmètre n'est pas irriguée. La bâche est constituée par un canal en béton armé couvert avec un profil rectangulaire. La longueur de la bâche est de 130m. La hauteur du canal mesure 0,80m, avec sa largeur de 0,90m et son épaisseur est de 0,20m.



Photo 8 : Bâche en béton armé à Matilava

II.5 CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE

Tous ce qui est dite précédemment a permis d'en savoir plus sur la zone d'étude. La CR Mahaiza se localise à 36 km du chef-lieu de Région, et à 26 km du chef-lieu de District.

Concernant le relief, la commune bénéficie d'un terrain bien structuré et exploitable pour différentes cultures. La population est en majoration jeune et active surtout dans le domaine agricole. C'est pour cette raison que l'activité principale de la population se concentre sur l'agriculture et l'élevage. Malgré ces potentiels, l'insécurité surtout en période de soudure est toujours aperçue dans la commune.

De plus, elle est handicapée par la dégradation et la destruction des infrastructures hydroagricoles qui sont construits traditionnellement. C'est dans ce sens qu'une étude de réhabilitation des réseaux hydroagricoles d'une partie de périmètre dans cette zone est à prévoir en ce moment, à partir de la construction des ouvrages destinés pour l'irrigation.

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE BASE

Rappelons que toutes les études techniques dans ce mémoire sont réalisées conformément au NIHYCRI, dont le résumé est en annexe 1.

CHAPITRE III : ETUDES PLUVIOMETRIQUES

III.1 BUT

L'objectif de l'étude est de déterminer la hauteur et l'intensité de la pluie sur le Bassin Versant de la zone d'étude, ainsi que sa répartition spatio-temporelle.

Les données pluviométriques seront analysées statistiquement afin d'en déduire certaines valeurs utiles et nécessaire pour la suite de l'étude. Il s'agit en outre :

- des pluies moyennes mensuelles pour les apports garantis ;
- et de la pluie maximale pour l'estimation des débits de crue nécessaire pour le dimensionnement des barrages.

La station pluviométrique la plus proche de la zone d'étude et ayant des données fiables et exploitables (données pluviométriques de 1973 à 2010) est celle d'Antsirabe.

III.2 PLUVIOMETRIES MOYENNES MENSUELLES ANNUELLES

Le calcul de la pluviométrie moyenne interannuel se fait par la loi de Gauss ou la loi normale.

III.2.1 Loi de GAUSS ou loi normale

C'est une loi statistique définie par la fonction de répartition suivante :

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

Où :

u est la variable normale centrée réduite donnée par :

$$u = \frac{P - \bar{P}}{\sigma}$$

\bar{P} : la moyenne arithmétique de la série de pluie

σ : l'écart type de la série de pluie

Les différentes valeurs de F (P) en fonction de u sont obtenues en utilisant la table de Gauss.

Tableau 11: Table de Gauss

T (ans)	5	10	20	25	50	100	1000
F=1-(1/T)	0,8	0,9	0,95	0,96	0,98	0,99	0,999
u	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33	3,09

La pluviométrie quinquennale sèche calculée au niveau de la station d'Antsirabe est la suivante :

Tableau 12 : Pluviométrie quinquennale sèche

Antsirabe	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Annuelle
Moyenne (mm)	285	220	156	77	20	11	12	8	16	79	137	218	1239
%	23,01	17,75	12,56	6,23	1,64	0,88	0,93	0,66	1,27	6,4	11,09	17,59	100
P5s (mm)	330	255	180	89	24	13	13	9	18	92	159	252	1435
P10s (mm)	354	273	193	96	25	14	14	10	19	99	171	271	1537

III.2.2 Pluie maximale journalière

La loi statistique utilisée pour la détermination de la pluie maximale journalière est la loi de Gumbel. C'est une loi appelée loi doublement exponentielles ou loi des valeurs extrêmes. Elle se présente sous la forme :

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

La variable réduite pour une fréquence donnée est : $u = (\alpha(P - P_0))$

Où $\alpha = \frac{1}{a_G}$ a_G étant le Gradex égale à 0.78σ .

- σ : l'écart type de la série de données pluviométriques
- P_F est la pluviométrie maximale journalière de fréquence donnée (mm)

P_F est donc donnée par la formule : $P_F = P_0 + A_g * U_F$ pour le calcul en année humide et

- $P_F = P_0 - A_g * U_F$ pour le calcul en année sèche.
- P_0 : le paramètre de position égale à la formule suivante : $\bar{P} - 0.45 * \sigma$
- \bar{P} : moyenne annuelle des séries de données.

Les valeurs obtenues en année humide et en année sèche pour différentes fréquences sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Pluie max journalières

Pluie max	Valeurs (mm)
Pm	62
P5h	69
P10h	75
P20h	80
P25h	82
P50h	88
P100h	93

CHAPITRE IV : ETUDES HYDROLOGIQUES

IV.1 BUT

L'objet de cette étude hydrologique est d'estimer les apports, et les débits de crue de la rivière concernée. L'étude est divisée en deux parties. La première partie consiste à déterminer les caractéristiques géomorphologiques des bassins versants. La deuxième partie est consacrée à l'estimation proprement dite des apports et des débits de crue en utilisant les différentes méthodes.

IV.2 ETUDE DU BASSIN VERSANT

IV.2.1 GENERALITES

Un bassin versant est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur, et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. En passant alors toujours par un point de la rivière appelé exutoire, un bassin est limité à la fois par des lignes de crête et des lignes de plus grande pente.

IV.2.2 CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Les caractéristiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage. Les principales caractéristiques d'un bassin sont détaillées ci-après :

- la superficie du bassin versant S , et le périmètre du bassin versant P ,
- les altitudes maximales et minimale Z_{\max} , Z_{\min}
- l'indice de compacité (GRAVELIUS) K ,
- la longueur du plus long cheminement L ,
- la pente du bassin versant I ,
- la formation géologique et la couverture végétale

IV.2.2.1 Superficie du bassin versant S

C'est l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau. La superficie du bassin versant est déterminée à partir de la carte topographique feuille N49 étudiée par la FTM à l'échelle 1/100 000e; Sa surface est égale à 46,07 [Km²].

IV.2.2.2 Périmètre du bassin versant p

C'est la longueur totale du contour du bassin versant. Le périmètre du bassin versant est égal à 32,32 [Km].

IV.2.2.3 Forme du bassin versant

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme. Une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, en raison du

temps plus important d'acheminement de l'eau à l'exutoire. En revanche, les bassins en forme de cercle, présentant un temps d'acheminement plus court, auront de plus forts débits de pointe. L'indice de GRAVELIUS K (1914), est l'un des exemples d'indices morphologiques, permettant de caractériser le milieu mais aussi, de comparer les bassins versants entre eux. Il est défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle équivalent, par la formule suivante :

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

Avec,

- K : indice de compacité de GRAVELIUS,
- P : périmètre du bassin versant en [Km]
- S : superficie du bassin versant en [Km²].

Si $K \approx 1$, le bassin versant est ramassé

Si $K \gg 1$, il a une forme allongée ou ramifiée

Dans notre cas, K est égal à **1,33**. Cette valeur étant supérieure à l'unité, le bassin versant du projet a donc une forme plus ou moins ramassée.

IV.2.2.4 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme étant un rectangle de même superficie, de même coefficient K , de même répartition hypsométrique et de même écoulement que le bassin versant considéré. Il a été établi pour permettre la comparaison des bassins versants entre eux.

La propriété de ce rectangle est un facteur important pour le calcul de la pente du bassin versant. En effet, en assimilant le bassin à un rectangle équivalent de même superficie et périmètre que celui du BV ; la longueur L du périmètre équivalent est considérée comme la longueur du plus long cheminement hydraulique. Plus la longueur L est long, plus le temps d'écoulement nécessaire à un endroit le plus éloigné vers l'exutoire est lent (temps de concentration).

La valeur de la longueur L et de la largeur l du rectangle résulte de la relation suivante :

$$P = \frac{K * \sqrt{S}}{0.28} = 2 * (L + l)$$

$$S = L * l$$

Et à partir de cette relation on peut en déduire :

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

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

Avec :

- L : Longueur du rectangle équivalent ou la longueur du plus long cheminement hydraulique [Km] ;
- l : Largeur du rectangle équivalent [Km] ;
- K : Coefficient de compacité de GRAVELIUS ;
- S : Surface de bassin versant [Km²] ;
- P : Périmètre du bassin versant [Km].

Pour le bassin versant de ce projet, après les applications numériques, on a les résultats suivants :

- $L = 12,46 \text{ km}$
- $l = 3,70 \text{ km}$

IV.2.2.5 Longueur du plus long cheminement L

C'est la longueur maximale du cours d'eau du bassin, notée L, elle est mesurée à l'aide d'un curvimètre. Elle est égale à **12,46 [Km]**.

IV.2.2.6 Pente du bassin versant I

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures,...) et la morphologie du terrain. En outre la pente influe sur la vitesse de l'écoulement. Symbolisée par I et exprimée en (m/Km), la pente d'un bassin est obtenue par la formule suivante :

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

Dans laquelle :

- Z_{\max} est l'altitude maximale en [m]
- Z_{\min} est l'altitude minimale en [m]
- L est le plus long cheminement hydraulique en [km]

D'après le calcul, **I = 35,67 [m/km]**.

Les caractéristiques du bassin versant ci-dessus sont résumées par le tableau ci-après.

Tableau 14 : Caractéristiques du bassin versant

Fleuve	Superficie [km ²]	P [km]	L [km]	Zmax [m]	Zmin [m]	Zmoy [m]	I [m/km]	T _c [h]
Ipongy	46,07	32,32	12,46	2175	1707	1941	35,67	4,75

Le tracé du bassin versant est présenté par la figure suivante :

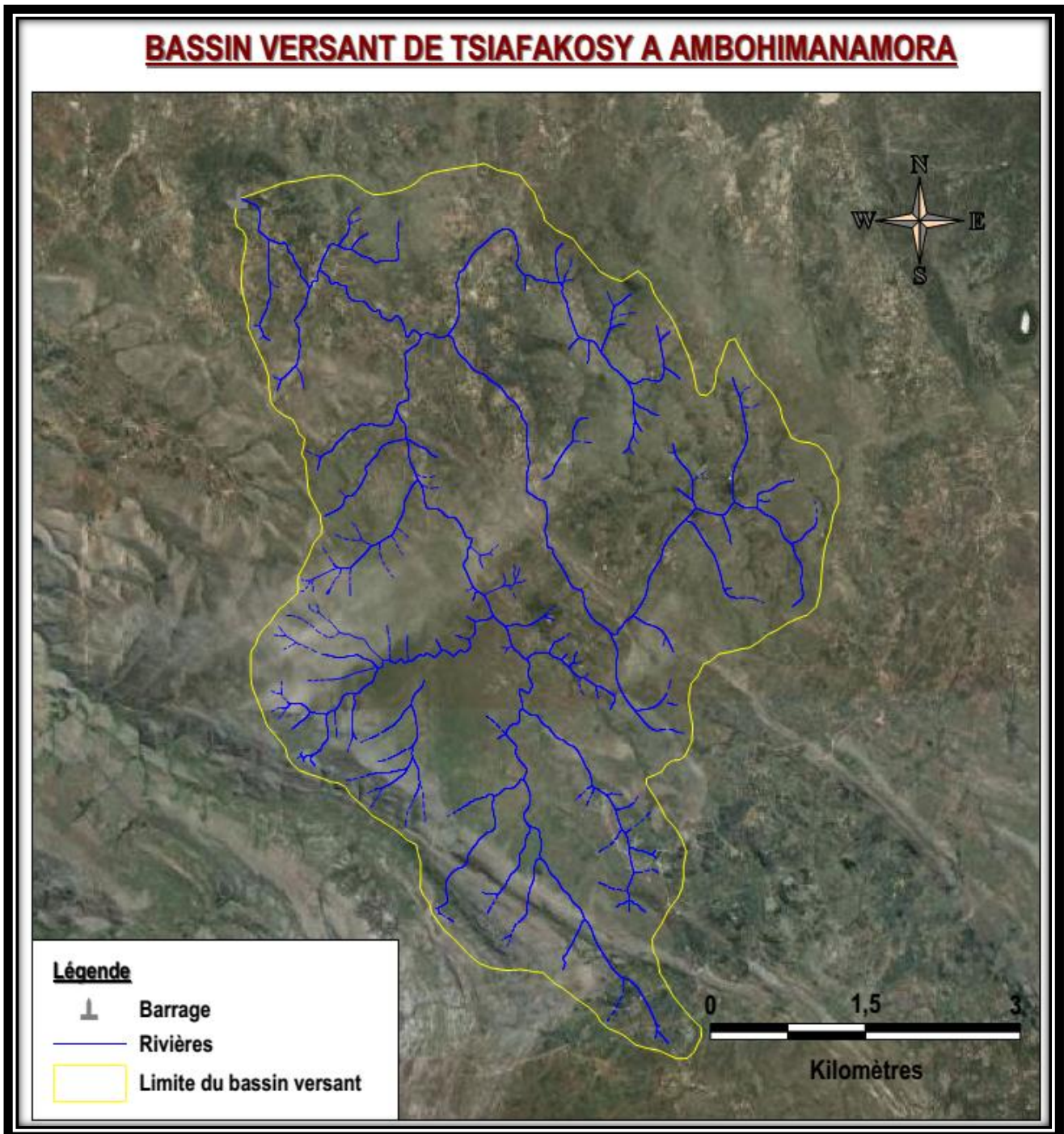


Figure 6 : Bassin versant de Tsiafakosy

CHAPITRE V : ESTIMATION DES APPORTS

Pour Madagascar, l'estimation des apports s'effectue de deux manières :

- ✓ La méthode des stations de référence
- ✓ La méthode empirique de CTGREF

V.1 METHODE DES STATIONS DE REFERENCE

Cette méthode est basée sur l'exploitation des données recueillies sur la station hydrométrique existante la plus proche de la zone d'étude. Ces données sont tirées de l'ouvrage : « Fleuves et rivières de Madagascar »

La station la plus proche étant le bassin de la Manandona à Sahanivotry (Fleuves et rivières de Madagascar P.543)

L'apport annuel de fréquence donnée est obtenu par la formule suivante :

$$Q_F = q_f * S$$

Avec :

- Q_F étant l'apport annuel (l/s)
- q_f le débit spécifique du bassin de référence (l/s/km²)
- S la surface du bassin versant étudiée.

Le débit spécifique du bassin en question est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Débit spécifique dans la station Manandona

Récurrence	Années sèches			Médiane	Années humides		
	20	10	5	2	5	10	20
Q [m3/s]	16,4	18,2	20,7	26,5	33,6	38,0	42,0
q [l/s/km]	11,3	12,6	14,3	18,3	23,2	26,2	29,0

Tableau 16 : Apport annuel pour le Bassin versant

	Apport moyen annuel (l/s)	Apport annuel sec [l/s]		Apport annuel humide [l/s]	
		5 ans	10 ans	5 ans	10 ans
Bassin	843,1	658,8	580,5	1 068,8	1 207,0

Les apports mensuels seront obtenus en appliquant les coefficients de répartition mensuelle définis par ALDEGHERI dans l'Étude hydrologique des PPI (Petits Périmètres Irrigués) de la première tranche.

$$Q_m = Q_f * \frac{12}{100} * R_m$$

- Q_m : l'apport mensuel de fréquence donnée
- Q_f : l'apport annuel du bassin versant.
- R_m : coefficient de répartition d'ALDEGHERI résumé dans le tableau suivant :

Tableau 17 : Coefficient de répartition d'ALDEGHERI

R	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Année
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9	100
R2	17,9	18,2	20,5	8,8	4,8	3,7	3,1	2,8	2,2	2	4,4	11,6	100
R3	13,4	14,8	15,8	9,9	6,9	5,7	5,8	6	4,4	3,6	4,5	9,2	100
R4	23,8	19	17,2	6,8	3,8	2,7	2,4	2,1	1,6	1,5	3,3	15,8	100

Les valeurs de R correspondent aux bassins versants suivants :

R1 = Bassins versants des hautes terres centrales

R2 = Grands bassins versant du Nord-Ouest

R3 = Bassins versants de la bordure orientale

R4 = Bassins versants du Centre Ouest. du Sud -Ouest. et petits bassins versants du Nord-Ouest

Les bassins étudiés font partie des Bassins versants des hautes terres centrales, donc la répartition mensuelle est définie par R1.

Le résultat des apports quinquennaux secs mensuels pour chaque bassin versant est alors :

Tableau 18 : Apports quinquennaux secs mensuels par la MSR

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q5s (l/s)	1 336	1 320	1 352	767	451	324	293	269	206	190	379	1 020	7 906

V.2 METHODE CTGREF

C'est une formule empirique établie par le Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêt (CTGREF) d'Anthony Paris.

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

Où :

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

- B : paramètre régionalisé dépendant des rivières environnantes, pour cette étude on prend B=47
- P_F : pluviométrie moyenne annuelle de fréquence F en [mm]
- Z_m : altitude moyenne du bassin versant considérée en [m]
- S : superficie du bassin versant considérée en [km²]

Le résultat des calculs sont les suivants pour la méthode CTGREF:

Tableau 19 : Apport annuel par la méthode CTGREF

Barrage	Apport moyen annuel (l/s)	Apport annuel sec (l/s)		Apport annuel humide (l/s)	
		5 ans	10 ans	5 ans	10 ans
B1	912,5	685,0	576,4	1165,3	1307,4

Et en appliquant le coefficient de répartition d'ALDEGHERI R1, on a la valeur des apports quinquennaux secs mensuels (en l/s) pour chaque bassin versant :

Tableau 20 : Apports quinquennaux secs mensuels par la méthode CTGREF

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q5s (l/s)	1 394	1 378	1 411	800	470	338	305	280	214	198	396	1 064	8 250

V.3 SYNTHÈSE DES RESULTATS

La valeur à prendre en compte pour le calcul sera la valeur moyenne des deux méthodes moyennant d'un coefficient de majoration égal à 1.

Tableau 21 : Synthèse des résultats

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Q5s [l/s]	1365	1349	1381	784	460	331	299	275	210	194	388	1042

CHAPITRE VI : ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE

Nécessaire au dimensionnement des ouvrages hydrauliques, l'estimation du débit de crue peut être calculée de plusieurs manières. On utilise couramment les deux méthodes suivantes :

- La méthode rationnelle valable pour les bassins versants ayant une superficie ne dépassant pas 4km²
- La méthode Louis Duret valable pour les bassins de superficie supérieure à 10km².

Vu que le bassin versant précité dépasse une superficie de 10km², seule la méthode Louis Duret sera utilisée.

VI.1 METHODE RATIONNELLE

C'est une méthode empirique basée sur la formule :

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

Dans laquelle :

- Q = débit de crue [m³/s]
- C = coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement C est fonction de la couverture végétale et de la pente du bassin versant. La valeur prise est égale à 0,75.

i : intensité de pluie [mm/h] exprimée par la formule du type MONTANA

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

Avec :

- b = 0,27
- P (24, F) = Pluie maximale journalière de fréquence F.

La crue maximale pour une fréquence donnée est obtenue en prenant un temps t égal au temps de concentration T_c évalué ici par la formule de PASSINI :

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

Avec :

- T_c= temps de concentration [heures]
- S= superficie du bassin versant [km²]
- L= longueur du plus long cheminement hydraulique [km]

- I = pente du bassin versant [m/km]

VI.2 METHODE LOUIS DURET

La méthode Louis Duret est une méthode dérivée de la méthode rationnelle. Elle est établie pour l'étude de crue.

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

pour S < 150 km²

$$Q_F = 0,002 S^{0,8} I^{0,32} P_F^{1,39}$$

pour S > 150 km²

Dans laquelle :

- Q_F : débit de crue de fréquence F [m³/s]
- I : pente du bassin versant [m/km]
- P_F : pluie maximale de 24h tombée en un point du bassin versant pour la même fréquence F [mm]
- S : superficie du bassin versant [km²]

L'application de cette formule nous donne les valeurs suivantes pour le bassin versant pour une fréquence quinquennale :

Tableau 22 : Débit de crue quinquennale humide

Barrage	S [km2]	I [m/km]	Q25 [m3/s]	Q50 [m3/s]	Q100 [m3/s]
Barrage Tsiafakosy	46,07	35,7	96,2	96,7	105,1

CHAPITRE VII : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

L'objet de cette partie est de connaître les demandes en eau d'irrigation du périmètre de Tsiafakosy. Les besoins en eau de la riziculture comprennent les besoins propres de la plante et les besoins relatifs à la pratique culturale.

L'étude permettra d'aboutir aux débits fictifs continus qui serviront de base pour calculer le débit d'équipement afin de dimensionner les réseaux d'irrigation.

VII.1 BESOIN EN EAU DES PLANTES

Le besoin en eau de la plante est la quantité d'eau perdue par la plante par le processus d'évaporation et transpiration naturelle qui ne sont pas comblées par la pluie.

$$B_{pl} = K_c \text{ ETp} - P_e$$

- K_c = Coefficient cultural
- ETp = Evapotranspiration potentielle en mm
- P_e = Pluie efficace en mm

Le besoin en eau de la plante dépend de trois paramètres :

- l'évapotranspiration
- la pluviométrie
- le coefficient cultural.

VII.2 L'EVAPOTRANSPIRATION

Pour le calcul de l'évapotranspiration, le logiciel CROPWAT (logiciel créé par Martin Smith, Service des eaux (AGLW) - FAO) est utilisé.

La formule utilisée par le logiciel pour le calcul de l'évapotranspiration est celle de PENMAN-MONTEITH ;

Les paramètres entrant en jeu dans le logiciel sont :

- la température
- l'insolation
- l'humidité relative
- la vitesse du vent
- la radiation solaire.

Les données ont été recueillies dans la station climatologique d'Antsirabe.

Les résultats donnés par le logiciel CROPWAT sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 23 : Résultats évapotranspiration par CROPWAT

Pays		Madagascar		Station		Antsirabe		
Altitude	1540	m.	Latitude	19.52	°S	Longitude	47.04	°E
Mois	Temp Min	Temp Max	Humidité	Vent	Insolation	Ray.	ETo	
	°C	°C	%	km/jour	heures	MJ/m ² /jour	mm/jour	
Janvier	15.4	26.1	81	147	6.5	20.8	4.15	
Février	16.0	26.2	81	147	7.2	21.4	4.22	
Mars	14.9	26.9	80	147	6.3	18.6	3.81	
Avril	12.7	25.6	77	121	7.9	18.6	3.51	
Mai	10.1	24.6	76	147	7.3	15.5	2.96	
Juin	6.9	20.7	74	147	7.1	14.1	2.41	
Juillet	6.4	21.9	74	173	6.9	14.4	2.58	
Août	6.8	23.6	69	173	7.5	17.0	3.25	
Septembre	7.9	25.5	67	173	8.2	20.4	4.03	
Octobre	10.5	27.9	68	173	8.7	23.1	4.79	
Novembre	12.9	27.3	72	147	7.5	22.2	4.59	
Décembre	14.4	26.0	78	147	6.7	21.2	4.26	
Moyenne	11.2	25.2	75	154	7.3	18.9	3.71	

VII.3 PLUIE EFFICACE

Pour les productions agricoles, les précipitations efficaces se réfèrent à la part des précipitations qui peut être effectivement utilisée par les plantes. La totalité des précipitations n'est pas disponible pour les cultures puisqu'en effet une partie est perdue par Ruissellement (RO) et Percolation en profondeur (DP). La formule utilisée par CROPWAT pour le calcul de la pluie efficace est celle du service USDA conservation des sols, donnée par la formule suivante :

$$\begin{aligned}
 \text{P}_{\text{eff}} &= \frac{P \times (125 - 0,2 \times 3 \times P)}{125} \quad \text{pour } P < \frac{250}{3} \text{ mm} \\
 \text{P}_{\text{eff}} &= \frac{125}{3} + 0,1 \times P \quad \text{pour } P > \frac{250}{3} \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Le calcul se fait par décade, c'est pourquoi il y a multiplication et division par 3. Les résultats de calculs faits par le logiciel sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Pluie efficace calculée par CROPWAT

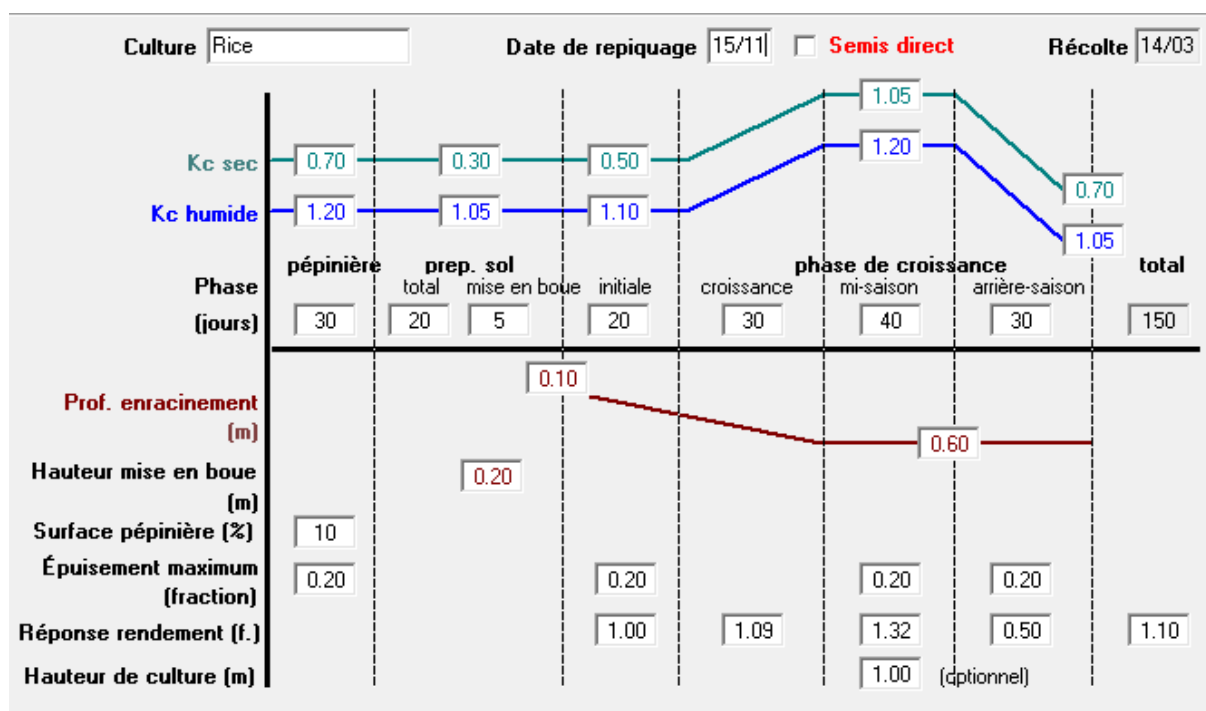
Station	Antsirabe	Méthode Précipitations eff.	Méthode USDA S.C.
	Pluie	Pluie eff.	
	mm	mm	
Janvier	285.0	153.5	
Février	220.0	142.6	
Mars	156.0	117.1	
Avril	77.0	67.5	
Mai	20.0	19.4	
Juin	11.0	10.8	
Juillet	12.0	11.8	
Août	8.0	7.9	
Septembre	16.0	15.6	
Octobre	79.0	69.0	
Novembre	137.0	107.0	
Décembre	218.0	142.0	
Total	1239.0	864.0	

VII.4 DUREE DE PHASE DE CROISSANCE DE LA PLANTE ET COEFFICIENT CULTURAL

Il est aussi nécessaire de connaître la durée de phase de croissance de la plante car les paramètres qui suivent en dépendent. Le riz immergé a 6 phases, la durée totale du cycle du riz est la somme de la période en pépinière et des quatre phases de développement du riz, la préparation du sol étant effectuée en même temps que la période en pépinière.

Le coefficient cultural est lié au stade végétatif de la plante, il varie de 1,2 à 0,80 du stade de repiquage jusqu'au stade de la récolte. Ces valeurs sont données par le logiciel CROPWAT en fonction de la culture. Pour le riz, ces valeurs sont présentées ci-dessous :

Tableau 25 : Différentes paramètres adoptés par CROWPAT



VII.5 CALENDRIER CULTURAL

La date de plantation est, en général, déterminée à partir des conditions climatiques (par exemple, au début de la saison des pluies sous les climats tropicaux ou au début du printemps quand les températures atteignent un minimum pour le développement de la plante en climats tempérés). Elle varie également en fonction des pratiques agricoles locales. Bien que la pratique d'une double culture au niveau du périmètre du projet soit faisable quant à la disponibilité des ressources en eau, il semble qu'un problème de gestion des travaux des champs se fait sentir au niveau des paysans. En effet, ces derniers n'ont que le mois de novembre pour la récolte et la préparation des champs. Dans le calcul, nous allons donc essayer de chercher le moment idéal pour la culture et opter pour une seule culture de riz par an qui sera suivie des cultures de contre saison. Nous considérons comme début de repiquage la date du 15 Novembre pour le riz de première saison (*vary vakiambiaty*) pour une récolte le 14 Mars et la date du 15 Mai pour le riz de deuxième saison (*vary aloha*) pour une récolte le 11 Septembre selon le calendrier suivant :

Tableau 26 : Calendrier cultural

Campagne	Travaux	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov
Riz de 1 ^{er} saison (vary vakiambiaty)	Préparation du sol												
	Semis												
	Repiquage												
	Entretien												
	Récolte												
Riz de 2 ^{eme} saison (vary aloha)	Préparation du sol												
	Semis												
	Repiquage												
	Entretien												
	Récolte												

Les cultures de contre-saison ont encore peu de succès en raison de la longueur du cycle des variétés de riz adaptés dans la région.

VII.6 BESOIN PRATIQUE B_p

C'est le besoin donné par la formule :

$$B_p = B/E$$

Dans laquelle,

- B : le besoin net de l'irrigation (mm)
- E : l'efficience = (Débit en tête - Pertes)/Débit en tête

VII.7 EFFICIENCE GLOBALE E_G

C'est le rapport entre le besoin de la plante et le débit du réseau plus précisément le volume d'eau prélevé en tête du réseau. Il varie en général de 0,5 à 0,9. Pour notre cas on va prendre une valeur égale à **0,8** compte tenu de la bonne texture du sol et la grande étendue du périmètre.

VII.8 RESULTAT DES CALCULS

Après calcul, en tenant compte des paramètres cités précédemment, le besoin en eau par décade est résumé comme suit

Tableau 27 : Besoin en eau de la rizière suivant la date de 15 Novembre comme début de repiquage par CROPWAT

Date de repiquage	oct-02	oct-03	nov-01	nov-02	nov-03	déc-01	déc-02	déc-03	janv-01	janv-02	janv-03	févr-01	févr-02	févr-03	mars-01	mars-02	mars-03	avr-01	avr-02
15-nov	0	57,3	88,1	14,1	9,6	4,1	0	4,2	0	0	3,1	0	0,5	0	0	0	0	0	0
22-nov	0	0	65,8	127,8	9,5	3,9	0	3,4	0	0	3	0	1,1	0	0,9	0,1	3,8	0	0
Birr (mm)	0,0	28,7	77,0	71,0	9,6	4,0	0,0	3,8	0,0	0,0	3,1	0,0	0,8	0,0	0,5	0,1	1,9	0,0	0,0
BN (m³/ha)	0	286,5	769,5	709,5	95,5	40	0	38	0	0	30,5	0	8	0	4,5	0,5	19	0	0
BB (m³/ha)	0,0	358,1	961,9	886,9	119,4	50,0	0,0	47,5	0,0	0,0	38,1	0,0	10,0	0,0	5,6	0,6	23,8	0,0	0,0
dfc (l/s/ha)	0,00	0,414	1,11	1,03	0,1	0,06	0,00	0,05	0,00	0,00	0,04	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,03	0,00	0,00

Besoin total (m³/ha) : $B_1 = \Sigma BB = 2502 \text{ m}^3/\text{ha}$

$dfc_{pointe 1} = 1,11 \text{ l/s/ha}$

Tableau 28 : Besoin en eau de la rizière suivant la date de 15 Mai comme début de repiquage par CROPWAT

Date de repiquage	avr-02	avr-03	mai-01	mai-02	mai-03	juin-01	juin-02	juin-03	juil-01	juil-02	juil-03	août-01	août-02	août-03	sept-01	sept-02	sept-03	oct-01	oct-02
15-mai	0	56,9	92,9	85	29,3	24,6	24,6	26,1	27	27,6	34,2	34,4	37,2	41,6	39	4,4	0	0	0
22-mai	0	0	71,4	150,2	29,2	24,2	23,9	25,4	26,6	27,6	34,3	34,4	37,7	43	40,3	32,5	0	0	0
Birr (mm)	0,0	28,5	82,2	117,6	29,3	24,4	24,3	25,8	26,8	27,6	34,3	34,4	37,5	42,3	39,7	18,5	0,0	0,0	0,0
BN (m³/ha)	0	285	822	1176	293	244	243	258	268	276	343	344	375	423	397	185	0	0	0
BB (m³/ha)	0,0	355,6	1026,9	1470,0	365,6	305,0	303,1	321,9	335,0	345,0	428,1	430,0	468,1	528,8	495,6	230,6	0,0	0,0	0,0
dfc (l/s/ha)	0,000	0,41	1,19	1,70	0,42	0,35	0,35	0,37	0,39	0,40	0,50	0,50	0,54	0,61	0,57	0,27	0,00	0,00	0,00

Besoin total (m³/ha) : $B_2 = \Sigma BB = 5092 \text{ m}^3/\text{ha}$

$dfc_{pointe 2} = 1,70 \text{ l/s/ha}$

Besoin total double culture (m³/ha) : $B_T = B_1 + B_2 = 8599 \text{ m}^3/\text{ha}$

$dfc_{pointe \text{ double culture}} (l/s/ha) = \text{Max}(dfc_{p1}; dfc_{p2}) = 1,70$

Débit nominal en tête (l/s) = $dfc_{pointe \text{ double culture}} (l/s/ha) * S_{irriguable} = 236$

VII.9 LES DEBITS

VII.9.1 Débit fictif continu

C'est le débit fourni d'une façon continue par unité de surface. Il sert au calcul du débit à extraire des ouvrages de la prise du barrage pour satisfaire les besoins en une période donnée. Le *dfc* est obtenu par la formule suivante :

$$\mathbf{Dfc} = \frac{\mathbf{BB} \times \mathbf{1000}}{\mathbf{N} \times \mathbf{86400}} .$$

Avec,

- *dfc* : débit fictif continu en [l/s/ha],
- BB : besoins bruts en [m³/ha], et
- N : nombre de jours considérés = 10 jours

Pour ce projet, on a la valeur de $dfc_{MAX} = 1,70$ l/s/ha.

VII.9.2 Débit d'équipement Q_e

C'est le débit avec lequel on dimensionne les ouvrages. Sa valeur dépend des ressources disponibles c'est-à-dire :

- $Q_e = dfc_{MAX}$ lorsque les ressources disponibles sont limitées
- $Q_e > dfc_{MAX}$ lorsque les ressources disponibles sont largement suffisantes.

Pour ce projet, le débit d'équipement considéré sera donc égal à $Q_e = 1,70$ l/s.

VII.9.3 Main d'eau

C'est le débit effectif que l'utilisateur utilise à l'unité parcellaire d'arrosage pendant le temps nécessaire pour que la parcelle reçoive la dose dont elle a besoin.

Sa limite supérieure est la "main d'eau", c'est-à-dire le débit qu'un homme peut manier sans être débordé.

La valeur de la main d'eau sera prise égale à 5 l/s.

VII.9.4 Débit en tête du réseau ou débit nominal théorique

Le débit en tête du réseau est le produit entre le débit d'équipement et la surface à irriguer.

$$Q_{\text{en tête}} = Q_e \times S ; \text{ avec } Q_{\text{en tête}}: \text{ Débit en tête du réseau en [l/s]}$$

Q_e : Débit d'équipement en [l/s/ha] et S : Surface à irriguer en [ha].

Ainsi le débit en tête est évalué comme suit: $Q = 236 \text{ [l/s]} = 0,236 \text{ [m}^3\text{/s]}$.

VII.9.5 Débit calibre

C'est le débit nominal théorique ramené au multiple de la main d'eau.

VII.10 ADEQUATION DES RESSOURCES BESOINS

Il faut vérifier si les ressources disponibles pour un mois donné pourraient satisfaire les besoins en eau pendant ce mois même.

En effet, il faut que ces besoins soient inférieurs aux apports pour que l'irrigation soit assurée.

Pour pouvoir faire l'adéquation ressource besoin, il faut calculer d'abord les besoins de pointe qui sont obtenus en multipliant la surface totale au débit fictif continu.

Les apports considérés sont ceux en année quinquennale sèche.

Le résultat de l'adéquation ressources – besoins est présenté dans les tableaux suivants :

Tableau 29 : Adéquation des ressources besoins

	Apports disponibles [l/s]	Besoins en eau de la culture [l/s]	Ecart [l/s]
avr-02	784	0,00	784
avr-03	784	57,11	726
mai-01	460	164,90	296
mai-02	460	236,06	224
mai-03	460	58,71	402
juin-01	331	48,98	282
juin-02	331	48,68	283
juin-03	331	51,69	279
juil-01	299	53,80	245
juil-02	299	55,40	243
juil-03	299	68,75	230
août-01	275	69,05	206
août-02	275	75,17	199
août-03	275	84,91	190
sept-01	210	79,59	130
sept-02	210	37,04	173
sept-03	210	0,00	210
oct-01	194	0,00	194
oct-02	194	0,00	194

D'après le tableau ci-dessus, la ressource en eau disponible pourrait satisfaire largement les besoins du périmètre et même plus. Il est donc possible de repiquer la totalité du périmètre et d'effectuer 2 cycles en une année.

**PARTIE III : PROPOSITIONS
D'AMENAGEMENTS DU
PERIMETRE**

CHAPITRE VIII : ETUDES TECHNIQUES DE L'AMENAGEMENT

Ce chapitre concerne à l'étude des infrastructures et des ouvrages à réhabiliter et à mettre en œuvre pour l'aménagement.

Les propositions d'aménagement retenues avec les détails techniques seront présentées dans cette partie.

VIII.1 PROPOSITION D'AMENAGEMENT

Compte tenu de la situation actuelle lors de la descente sur terrain, l'aménagement du périmètre de Tsiafakosy consiste à :

- Réparer la bêche métallique, renforcer la partie en profil métallique par des barres métalliques allongé et fixé sur les deux poteaux ;
- Réparer la bêche en béton armé à Anivorano ;
- Construire un canal bétonné de 36m posé sur des poteaux avec la mise en place des gabions en sur la côté gauche et des épis de pieux sur la côté droite de l'ouvrage à Matilava.

VIII.2 DETAILS TECHNIQUES DES AMENAGEMENTS PROPOSES

Le principe de dimensionnement des canaux est basé sur le calage hydraulique dont les principaux paramètres sont la pente du terrain, la vitesse de l'eau et le débit à faire passer.

Quant au barrage, son dimensionnement se base sur les études hydrologiques faites ultérieurement. Nous expliquerons le détail de chaque ouvrage comme suit.

VIII.3 DIMENSIONS DES RESEAUX D'IRRIGATIONS EXISTANTS

VIII.3.1 Prise principale

L'ouvrage de prise est situé sur le latéral gauche du barrage de dérivation. Elle permet le captage des eaux d'irrigation pour l'alimentation les périmètres. Elle est équipée d'une vanne avec vis sans fin, la prise est suivie directement d'un avant canal en maçonnerie de moellon et elle encore en bon état. Après vérification des dimensions de cette prise principale, on trouve le résultat suivant :

Tableau 30 : Dimensions de la prise principale

	Q_n (m ³ /s)	ΔH (m)	S (m ²)	Φ_{prise} (m)	R(m)
Prise RG	0,236	0,03	0,50	0,79	0,40

VIII.3.2 Avant canal

Sur 467m de longueur reliant le barrage aux canaux principaux, l'avant canal est en maçonnerie de forme rectangulaire.

L'ouvrage a les dimensions suivantes : une hauteur de 0,60 m sur une base de 0,90 m avec un tirant d'eau de 0,38m. La pente est de 2 ‰ mais elle dépendra aussi surtout de l'allure du terrain naturel. Cette dimension se détermine à partir de la formule de Manning Strickler avec un coefficient de rugosité $K=45$.

Tableau 31 : Dimensions de l'avant canal

Q (m ³ /s)	Longueur (m)	b (m)	h(m)	H (m)	V (m/s)
0,236	437	0,90	0,38	0,60	0,70

VIII.3.3 Les superficies à desservir

Le tableau suivant montre les superficies à desservir pour chaque tronçon sur la rive gauche et la rive droite :

Tableau 32 : Superficies à desservir pour chaque tronçon RG

Tronçons	S(Ha)
1	19
2	13
3	21
4	11
5	26
6	8
7	5

Tableau 33 : Superficies à desservir pour chaque tronçon RD

Tronçons	S (ha)
1	14
2	12
3	10

Le dfc affecté aux superficies respectives servira à trouver le débit théorique ($Q_{th} = dfc_{pointe} * S$) et le débit calibré qui n'est que le débit multiple de la main d'eau (égal à 5l/s) le plus proche de Q_{th} qui servira pour le calage hydraulique. Les résultats de calcul de ces débits sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 34 : Valeurs des débits nominaux (Qn) RG

Tronçons	S(Ha)	Q _e (l/s)	Q _{th} (l/s)	Q _{cal} (l/s)	Q _{cal} (m3/s)	Q _{en tête} (m3/s)
1	19	1,70	32,32	32,5	0,0325	0,176
2	13		21,70	22	0,022	0,143
3	21		36,19	36	0,036	0,121
4	11		18,12	18,5	0,0185	0,085
5	26		44,30	44,5	0,0445	0,07
6	8		13,83	14	0,014	0,022
7	5		8,97	10	0,01	0,01

Tableau 35 : Valeurs des débits nominaux (Qn) RD

Tronçons	S (ha)	Q _e (l/s)	Q _{th} (l/s)	Q _{cal} (l/s)	Q _{cal} (m3/s)	Q _{en tête} (m3/s)
1	14	1,7	23,17	23,5	0,0235	0,060
2	12		20,53	20,5	0,0205	0,037
3	10		16,63	17	0,017	0,02

VIII.3.4 Le canal principal

Après les 467 m destinés à l'avant canal, le réseau s'ajoute à un canal principal en terre de forme trapézoïdale et d'une longueur totale de 14,5 Km. Ce canal est divisé en deux tronçons de CP_{RG} à CP_{RD} ayant les longueurs dressées dans le tableau suivant :

Tableau 36 : Longueur de chaque tronçon du canal principal

Canal	Longueur (m)
CP _{RG}	12033
CP _{RD}	2000

Le canal primaire est dimensionné suivant les besoins des parcelles en aval .La pente est déterminée suivant les contraintes sur terrain et les côtes des rizières à irriguer. Le coefficient de rugosité est celui utilisé pour les canaux en terre, c'est-à-dire K=30.

En effectuant le calage hydraulique, on peut trouver les hauteurs d'eau h dans chaque tronçon en procédant le calage à partir de la formule de Manning-Strickler (MS) :

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

Avec,

- Q : débit nominal du canal en m^3/s
- S : section mouillée du canal en m^2 ; $S = h (b + mh)$
- R : rayon hydraulique du canal ; $R = \frac{S}{P}$
- P : périmètre mouillé ;
- I : pente du canal en m/m ;
- K : coefficient de rugosité ou coefficient de STRICKLER ;
- m : fruit du talus $m=1/\text{tg } \alpha$.

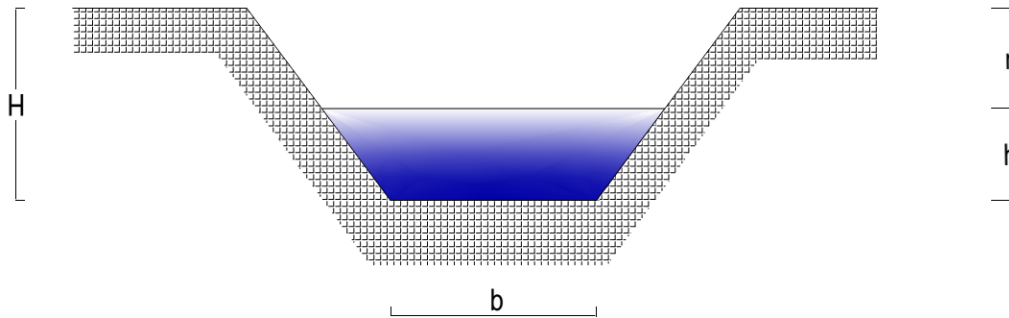


Figure 7 : Coupe transversale du canal principal

En fixant la largeur b du canal ; le calage hydraulique pour trouver h doit vérifier les trois critères suivantes :

- L'erreur relative $\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{|Q_N - Q_c|}{Q_N} < 5\%$
- Pour le critère économique de terrassement, on va prendre $R \approx \frac{y}{2}$
- La vitesse d'écoulement de l'eau dans le canal $V = \frac{Q_c}{S}$ doit être :
 - $0,3m/s < V < 1 m/s$ pour les canaux en terre ;
 - $V < 2,5m/s$ pour les canaux maçonnés ;
 - $V > 2,5 m/s$ pour les canaux bétonnés.

Avec

- Q_c étant le débit calculé à partir de la formule de MS et ;
- Q_n le débit nominal dans le canal.

Tableau 37 : Le canal principal en rive gauche

Tronçons	S(Ha)	Q (m3/s)	Longueur (m)	b (m)	h(m)	H (m)	V (m/s)
1	19	0,176	1111	0,9	0,31	0,50	0,47
2	13	0,143	1189	0,9	0,33	0,50	0,35
3	21	0,121	1502	0,7	0,34	0,50	0,34
4	11	0,085	703	0,6	0,30	0,50	0,31
5	26	0,067	4086	0,6	0,22	0,40	0,37
6	8	0,022	1212	0,3	0,15	0,30	0,33
7	5	0,008	2230	0,3	0,07	0,20	0,30

Tableau 38 : Le canal principal en rive droite

Tronçons	S (ha)	Q (m3/s)	Longueur (m)	b (m)	h(m)	H (m)	V (m/s)
1	14	0,060	850	0,5	0,23	0,40	0,37
2	12	0,037	780	0,4	0,19	0,40	0,33
3	10	0,016	370	0,4	0,11	0,30	0,30

VIII.3.5 La bêche métallique

a. Prescription de NIHYCRI

Les ouvrages métalliques à ciel ouvert sont recommandés quand :

- ❖ La portée de l'ouvrage dépasse plusieurs dizaines de mètres ;
- ❖ Le débit à véhiculer est faible (section mouillée inférieure à $0,25 \text{ m}^2$) ;
- ❖ Les usagers sont suffisamment organisés et peuvent faire raisonnablement face aux risques de vol.

b. Caractéristiques de la bêche métallique

La bêche métallique sert de jonction entre le canal principal et l'avant canal en traversant sur la rivière d'Ipongy. La bêche est en métal inoxydable. Elle est située dans la rive droite de longueur 14m et soutenue par trois poteaux en béton armé de hauteur de 12m environ.

Tableau 39 : Dimensions de la bêche métallique

Q (m3/s)	Longueur (m)	b (m)	h(m)	H (m)	V (m/s)
0,060	14	0,50	0,16	0,375	0,76

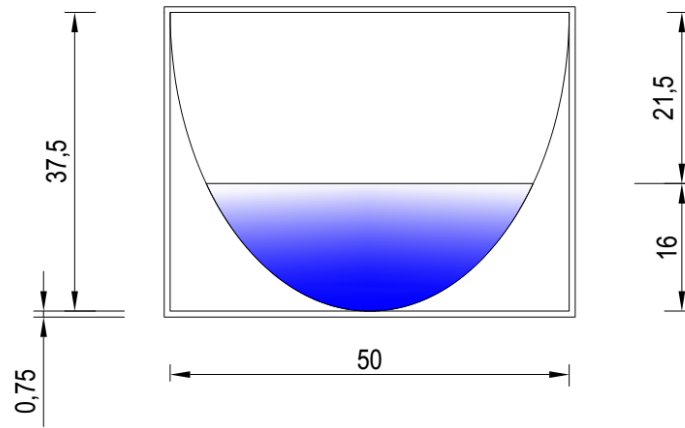


Figure 8 : Coupe transversal de la bache métallique

c. Principe d'aménagement

Le principe consiste à redresser et à renforcer la partie métallique de la bache en mettant des barres métalliques allongés et fixés sur les 2 poteaux existant. Chaque barre sera soudé et renforcé par des vices au niveau de l'entretoise en B.A et au niveau de la bache métallique, la dimension des barres est de $\phi 50$ (mm).

VIII.3.6 La bache en béton armé à Anivorano

La bache est constituée par un canal en béton armé avec un profil rectangulaire dont sa hauteur du canal mesure 0,70m avec sa largeur de 0,90m et son épaisseur est de 0,20m. Elle est située dans la rive gauche de longueur de 25m et soutenue par trois poteaux en béton armé.

Les dimensions de la bache sont présentées comme suit :

Tableau 40 : Dimensions de la bache en béton armé à Anivorano

Q (m ³ /s)	Longueur (m)	b (m)	h(m)	H (m)	V (m/s)
0,176	25	0,90	0,34	0,70	0,57

D'après la descente sur terrain, on a constaté que le canal est encore en bonne état, mais il nécessite un curage à cause des dépôts de sable dans le canal.

VIII.3.7 Dimensions des prises parcellaires

Les prises sur canaux fonctionnent de la même manière que les prises en tête du réseau, c'est-à-dire on cherche à prélever un débit connu à partir d'un canal. Pour notre projet, les débits sont faibles inférieurs ($5l/s < Q < 40l/s$), donc on adopte des prises de types simples.

Les prises simples alimentent directement les parcelles d'une manière générale. Il s'agit d'une buse en ciment comprimé ou en béton armé. Pour dimensionner la buse, on la considère comme un orifice dénoyé, la formule à utiliser est la suivante :

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

Avec :

- S : la section de la buse
- ΔH : différence de niveau d'eau en amont et en aval
- g : accélération de pesanteur [m/s^2]
- $\mu = 0,62$

Tableau 41 : Dimensions des prises parcelaires rive gauche

Tronçons	Prises	S (ha)	Q _e (l/s)	Q _{th} (l/s)	Q _c (l/s)	Q _c (m3/s)	Δh (m)	S (m2)	φ(m)	φ calibré (mm)
1	PP1	1,5	1,7	2,53	2,5	0,003	0,23	0,0019	0,05	50
	PP2	6,0		10,15	10,1	0,010	0,23	0,0078	0,10	100
	PP3	3,7		6,25	6,2	0,006	0,23	0,0048	0,08	100
	PP4	2,3		3,90	3,9	0,004	0,23	0,0030	0,06	75
	PP5	2,3		3,97	4,0	0,004	0,23	0,0030	0,06	75
	PP6	3,3		5,55	5,5	0,006	0,23	0,0043	0,07	75
2	PP7	1,6		2,64	2,6	0,003	0,25	0,0019	0,049	50
	PP8	3,1		5,31	5,3	0,005	0,25	0,0038	0,070	75
	PP9	2,9		4,90	4,9	0,005	0,25	0,0036	0,07	75
	PP10	5,2		8,86	8,9	0,009	0,25	0,0064	0,09	100
3	PP11	3,3		5,56	5,6	0,006	0,24	0,0041	0,07	75
	PP12	2,2		3,69	3,7	0,004	0,24	0,0027	0,06	75
	PP13	5,6		9,57	9,6	0,010	0,24	0,0071	0,09	100
	PP14	5,0		8,53	8,5	0,009	0,24	0,0063	0,09	100
	PP15	5,2		8,86	8,9	0,009	0,24	0,0065	0,09	100
4	PP16	5,1		8,73	8,7	0,009	0,20	0,0070	0,09	100
	PP17	5,5		9,40	9,4	0,009	0,20	0,0076	0,10	100
5	PP18	5,2		8,77	8,8	0,009	0,12	0,0093	0,11	110
	PP19	1,8		3,05	3,1	0,003	0,12	0,0032	0,06	75
	PP20	2,9		5,01	5,0	0,005	0,12	0,0053	0,08	100
	PP21	6,0		10,18	10,2	0,010	0,12	0,0108	0,12	120
	PP22	1,6		2,74	2,7	0,003	0,12	0,0029	0,06	75
	PP23	4,2		7,13	7,1	0,007	0,12	0,0076	0,10	100
	PP24	4,4		7,44	7,4	0,007	0,12	0,0079	0,100	100
6	PP25	1,8		3,08	3,1	0,003	0,05	0,0053	0,08	100
	PP26	1,9		3,27	3,3	0,003	0,05	0,0056	0,08	100
	PP27	1,7		2,96	3,0	0,003	0,05	0,0051	0,08	100
	PP28	2,7		4,53	4,5	0,005	0,05	0,0077	0,10	100
7	PP29	2,1		3,64	3,6	0,004	0,10	0,0042	0,073	75
	PP30	1,1		1,81	1,8	0,002	0,10	0,0021	0,05	50
	PP31	0,8		1,42	1,4	0,001	0,10	0,0016	0,05	50
	PP32	1,2		2,11	2,1	0,002	0,10	0,0024	0,06	75

Tableau 42 : Dimensions des prises parcelaires rive droite

Tronçons	Prises	S (ha)	Q _e (l/s)	Q _{th} (l/s)	Q _c (l/s)	Q _c (m3/s)	Δh(m)	S (m2)	φ(m)	φ calibré (mm)
1	PP1	8,44	1,70	14,33	14,50	0,015	0,13	0,0149	0,14	150
	PP2	6,11		10,38	10,50	0,011	0,13	0,0108	0,12	120
	PP3	8,61		14,63	15,00	0,015	0,13	0,0154	0,14	150
2	PP4	9,42		16,00	16,00	0,016	0,09	0,0193	0,16	175
	PP5	11,09		18,85	18,85	0,019	0,09	0,0228	0,17	175
3	PP6	11,20		19,03	20,00	0,020	0,01	0,0874	0,334	340
	PP7	2,49		4,24	5,00	0,005	0,01	0,0218	0,167	175
	PP8	2,93		4,98	5,00	0,005	0,01	0,0218	0,167	175

VIII.4 LE BARRAGE TSIAFAKOSY

Les barrages constituent le principal ouvrage d'alimentation en eau d'un périmètre hydroagricole.

Le barrage de tsiafakosy est un barrage de dérivation dont :

- ✓ Le site domine topographiquement les champs de culture à irriguer
- ✓ Le site présente un cours d'eau permanent, avec un débit soutenu au cours de la période d'irrigation et qui satisfait les besoins

Selon NIHYCRI, le barrage doit-être dimensionné avec le débit de sureté.

Le barrage de Tsiafakosy permettra de :

Dériver un débit nominal de 236 l/s au niveau de la prise

Evacuer un débit de crue de sureté de classe IV, de période de retour 100ans $Q_{100}=105,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

VIII.4.1 Dimensions du barrage

Comme le barrage est encore en bon état, il faut revérifier la stabilité de ce barrage par rapport aux crues de sureté selon la norme NIHYCRI.

Du point de vue génie civil, l'étude de stabilité du barrage consiste à vérifier les conditions de non rupture du barrage, c'est-à-dire qu'il faut assurer :

- La stabilité au glissement ;
- La stabilité au renversement ;
- Et la considération des contraintes au sol

VIII.4.2 Vérification de la stabilité du barrage

VIII.4.2.1 Charge maximale sur le déversoir

La charge maximale sur le déversoir est obtenue à partir du débit de crue de sureté,

$Q_{100} = 105,1 \text{ m}^3/\text{s}$ qui devrait être évacué sur toute la longueur de 6,5m.

D'où la formule de déversoir :

$$Q_{100} = m L \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}}$$

Avec :

- Q_{100} : Débit de crue à évacuer en m^3/s ;
- m : Coefficient de contraction (en pratique, la valeur de m est égale à 0,4) ;
- L : Longueur du barrage en m ;
- g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
- h : Charge maximale sur le déversoir en m.

On tire à partir de ce formule que :

$$h = \left(\frac{Q}{m * L * \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h = \left(\frac{105,1}{0,4 * 6,5 * \sqrt{2 * 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h = 4,37m$$

Remarque : Avant d'étudier la stabilité du barrage vis-à-vis de l'action de l'eau, on fait remarquer que compte de la topographie du terrain, le bassin d'amortissement n'est pas nécessaire, car l'aval immédiat du barrage est constitué par des rochers (voir photo..., page...). Donc on n'a pas besoin de calculer la hauteur du ressaut ainsi que tous les éléments concernant cette partie. La règle de LANE, n'intervient non plus, et il n'y a pas de sous-pression (fondation rocheuse).



Photo 9 : Rochers constituant l'aval immédiat du barrage

Calcul de la courbe de remous :

Par définition, il s'agit simplement de résoudre l'équation différentielle du premier ordre du type $dy/dx = f(y)$, en connaissant la condition aux limites $y = y_0$ pour $x = x_0$.

Par définition, le tirant d'eau est dit critique lorsque l'énergie spécifique est minimale. Il est exprimé par y_c , telle que :

- L'énergie spécifique doit vérifiée $\frac{dH_s}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g.S^3} L$
- Le tirant d'eau critique vérifie donc, $\frac{Q^2}{g.S^3} = 1$. Cette valeur est désignée par h_c .

Alors, on vérifie facilement que l'énergie spécifique minimale est :

$$H_{sc} = y_c - \frac{S_c}{2L}$$

On a le cas d'un chenal rectangulaire, alors le tirant d'eau critique peut s'expliquer

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.L^2}} = \frac{V_c^2}{g}$$

D'où, $H_{sc} = h = y_c + \frac{V_c^2}{2g}$

- $y_c = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 4,37 = 2,91 \text{ m}$ d'où $y_c = 2,91 \text{ m}$

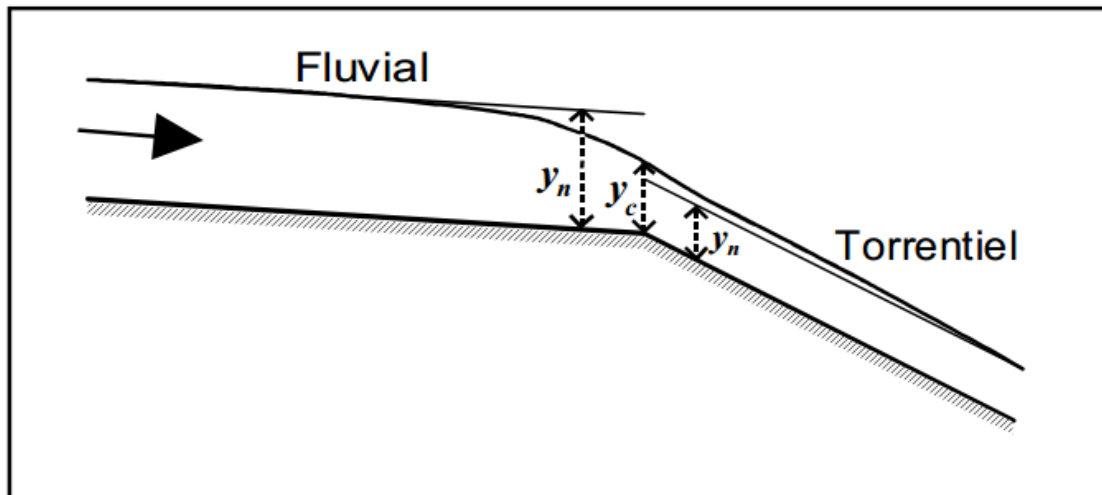


Figure 9 : Passage Fluvial - Torrentiel

VIII.4.2.2 Inventaires des forces agissant sur le barrage

Les forces à considérer sont :

- La poussée de l'eau sur les parois
- La poussée des dépôts solides
- Le poids propre du barrage

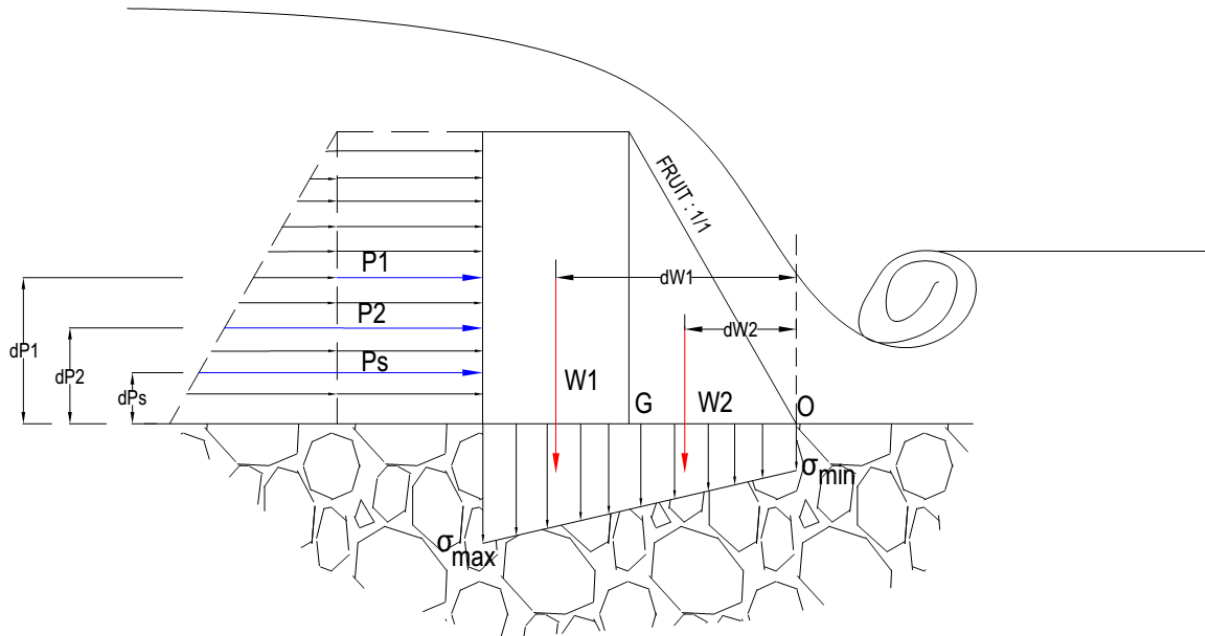


Figure 10 : Forces agissantes sur le barrage

a. Poussée de l'eau

L'action de l'eau se manifeste en premier lieu par la pression qu'elle exerce directement sur le parement amont de l'ouvrage.

La pression hydrostatique à une profondeur z est donnée par :

$$p = \omega * z$$

Dans laquelle :

- p : pression hydrostatique ;
- ω : poids volumique de l'eau.

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

$$P = P_1 + P_2$$

$$P_1 = \gamma_{\text{eau}} \times h \times H_b$$

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

Avec,

- γ_{eau} : le poids volumique de l'eau exprimée en kg/m³;
- h : la lame d'eau au-dessus du barrage en m avec $h = h_c = 2,91$ m;
- H_b : la hauteur du barrage exprimée en m $H_b = 1,2$ m ;
- P : la poussée de l'eau en kgf ;
- P_1 : la poussée de l'eau de la partie rectangulaire en kgf ;
- P_2 : la poussée de l'eau de la partie triangulaire en kgf.

On trouve les résultats suivants : **$P_1 = 3492$ Kgf ; $P_2 = 720$ Kgf**

D'où, la somme des poussées de l'eau est égale **$P = 4212$ kgf.**

b. Poussée des dépôts solides

La poussée des dépôts solides stockés en amont du barrage se traduit par :

$$P_s = \gamma_i \times h_s^2 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec,

- P_s : Poussée des dépôts en kgf ;
- γ_i : Poids volumique immergé = 1 600 kg/m³ ;
- h_s : Epaisseur du dépôt en amont du barrage = 0,25 m ;
- φ : Angle de frottement interne = 25°.

Donc on a la valeur de **$P_s = 20$ Kgf**

Et la valeur de la poussée de l'eau avec la poussée des dépôts solides est **$P = 4232$ kgf.**

c. Poids propre du barrage

Le poids de l'ouvrage, c'est la somme de W_1 , W_2 tel que :

$$W = W_1 + W_2$$

Avec,

- $W_1 = \rho_{béton} \times l_c \times H_b$
- $W_2 = \rho_{béton} \times \frac{H_b \times (b - l_c)}{2}$

Dans laquelle,

- $\rho_{béton}$: poids volumique du béton = 2500 kg/m³ ;
- H_b : hauteur du barrage en m ;
- l_c : largeur de la crête en m ;
- b : base du barrage en m

D'où, on a:

$$W_1 = 2500 \times 0,50 \times 1,2 = 1500 \text{ kgf}$$

$$W_2 = 2500 \times \frac{1,2 \times (1,7 - 0,50)}{2} = 1800 \text{ kgf}$$

$$W = 3300 \text{ kgf}$$

VIII.4.2.3 Stabilité au glissement

La stabilité au glissement sera appréciée selon la valeur du coefficient K_g au glissement :

$$K_g = \frac{\Sigma \text{Forces verticales}}{\Sigma \text{Forces horizontales}} (\text{tg } \varphi) \geq 1$$

Pour le contact béton-rocher, $\text{tg } \varphi$ est égale à 0,75.

Les forces verticales sont les poids propres du barrage seulement.

Les forces horizontales sont la poussée de l'eau et la poussée de sédiment.

$$\text{D'où } K_g = \frac{W}{P} (\text{tg } \varphi) = \frac{3300}{4232} (0,75) = 0,58 < 1$$

La condition de stabilité au glissement n'est pas vérifiée donc le barrage n'est pas stable.

VIII.4.2.4 Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est assurée si $K_r \geq 1,5$

Telle que :

$$K_r = \frac{\text{Moment de stabilité (Ms)}}{\text{Moment de renversement (Mr)}}$$

Ms : c'est le moment par rapport au point à l'extrémité aval du barrage de toutes les forces qui tendent à stabiliser l'ouvrage.

$$Ms = W_1 \cdot dW_1 + W_2 \cdot dW_2$$

Avec,

$$dW_1 = b - \frac{l_c}{2} = 1,7 - \frac{0,50}{2} = 1,45$$

$$dW_2 = \frac{2}{3}(b - l_c) = \frac{2}{3}(1,7 - 0,5) = 0,80$$

$$Ms = (1500 \times 1,45) + (1800 \times 0,80) = 3615 \text{ kg.m}$$

Mr : c'est le moment par rapport au poids à l'extrémité aval du barrage de toutes les forces qui tendent à renverser l'ouvrage.

$$Mr = P_1 \cdot dP_1 + P_2 \cdot dP_2 + P_s \cdot dP_s$$

$$dP_1 = \frac{H_b}{2} = \frac{1,2}{2} = 0,6$$

$$dP_2 = \frac{H_b}{3} = \frac{1,2}{3} = 0,4$$

$$dP_s = \frac{H_s}{3} = \frac{0,25}{3} = 0,08$$

$$Mr = (3492 \times 0,6) + (720 \times 0,4) + (20 \times 0,08) = 2385 \text{ kg.m}$$

$$\text{Donc, on a } Kr = \frac{3615}{2385} = \mathbf{1,52} \geq \mathbf{1,5}$$

La condition est vérifiée donc le barrage est stable au renversement.

VIII.4.2.5 Stabilité élastique

Le but de ce paragraphe, est de déterminer les contraintes maximales dues à la fondation de l'ouvrage, afin de les comparer avec les contraintes admissibles du rocher.

Alors, on doit vérifier que : $\sigma_{max;min} = \frac{N}{S} \pm \frac{6.M}{B^2} < \sigma_{adm}$

Avec,

- σ_{max} : Contrainte maximale en T/m² ;
- σ_{min} : Contrainte minimale en T/m² ;
- N : Somme des efforts normaux en N ;
- S : Surface de contact par mètre linéaire en m² ;
- M : Moment fléchissant par rapport à l'axe de passant par le centre de gravité de la semelle en T.m ;
- B : Longueur totale de la fondation en m.
- σ_{adm} : Contrainte admissible ; pour les roches compactes, $\sigma_{adm} = 100$ à 150 T/m^2

Pour le barrage de Tsiafakosy, on trouve :

$$\sigma_{max} = \mathbf{5,21 \text{ T/m}^2}$$

$$\sigma_{min} = \mathbf{-1,33 \text{ T/m}^2}$$

Alors la stabilité élastique est vérifiée.

VIII.4.2.6 Règle de tiers central

Dans ce paragraphe, la résultante des forces appliquées aux barrages doit couper la base de l'ouvrage dans la zone correspondant au tiers central de la base.

Pour cela, on doit vérifier que $e < \frac{b}{6}$

Dans laquelle :

- e : Excentricité (distance entre la moitié de la base de fondation et le point de rencontre de la force résultante avec la base de la fondation) en m ;
- b : Base de la fondation en m.

La valeur de l'excentricité est donnée par l'expression suivante :

$$e = \left(\frac{\sigma_{max} \times b - N}{6N} \right) \times b$$

Avec,

- N : Effort normal en kg ;
- σ_{max} : Contrainte maximale en kg/m².

On a: $\frac{b}{6} = \frac{1,7}{6} = 0,28m$ et $e = 0,48m$

Donc la règle du tiers central n'est pas vérifiée.

VIII.4.2.7 Etude de l'ancrage de l'ancien barrage avec le seuil rocheux

Pour assurer complètement la stabilité du barrage, il faut prendre des précautions de mettre des cannes d'ancrage. Avant de déterminer les armatures nécessaires on va connaître les efforts tranchants qui agissent au pied du corps d barrage.

La poussée de l'eau et la poussée des sédiments sont les efforts tranchant agissants :

$$T = \Sigma P = 4232 \text{ kgf}$$

La section des armatures est obtenue par : $A = \frac{T}{\sigma_a}$

Avec,

- T : effort tranchant
- σ_a : Contrainte admissible de l'acier tendue $\sigma_a = 1440 \text{ kg/cm}^2$

D'où $A = \frac{4232}{1440} = 2,94 \text{ cm}^2$

$A = 2\phi 14 = 3,08 \text{ cm}^2$

Dans une tranche de 1ml du barrage, on met trois (02) barres de diametre 14mm en quinconce pour cannes d'ancrage.

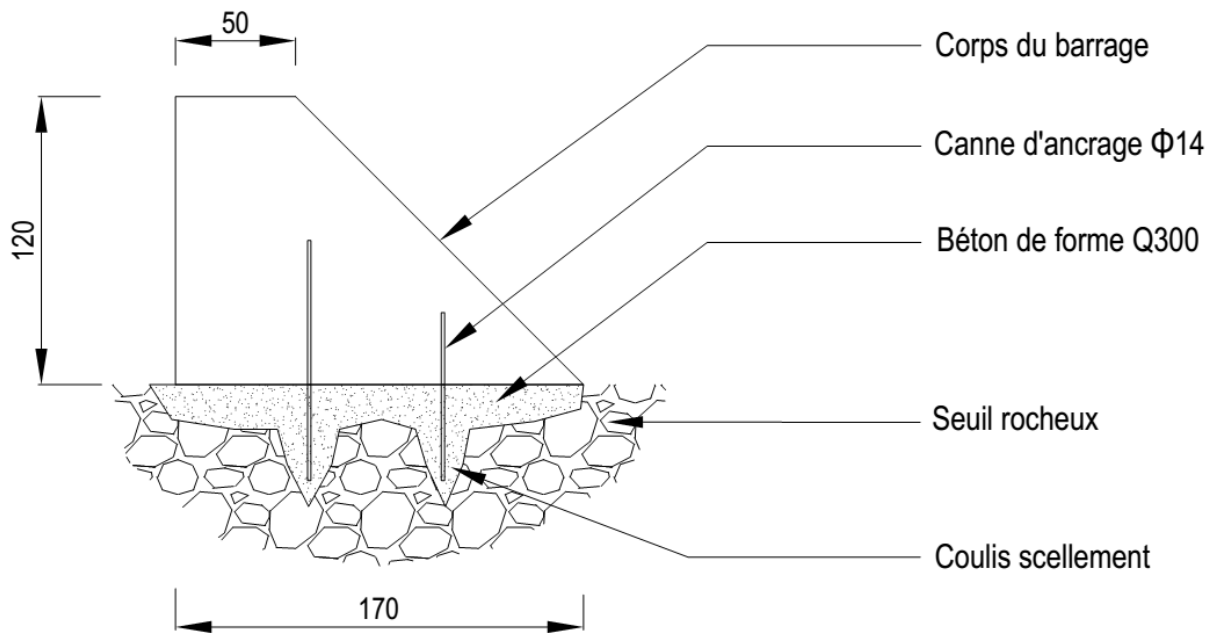


Figure 11 : Profil du barrage

VIII.4.2.8 Conclusion

La stabilité au renversement et stabilité élastique sont vérifiées sauf la stabilité au glissement et le règle de tiers central ne sont pas vérifiées, alors les dimensions du barrage ne sont pas acceptables selon le NIHYCRI avec un débit de sureté $Q_{100} = 105,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

D'où il faut redimensionner le barrage.

VIII.4.3 Dimensions du nouveau profil du barrage

Le barrage sert à maintenir un niveau d'eau constant dans la rivière permettant ainsi d'alimenter les périmètres hydroagricoles. Ce barrage a été dimensionné par le débit de crue de sureté $Q_{100} = 105,1 \text{ m}^3/\text{s}$, dont on a constaté qu'il n'est pas stable au glissement. Alors, pour que le barrage soit stable, on va le redimensionner en procédant à un rehaussement de la côte de la crête du barrage, et en étend la largeur de la crête du barrage.

Les caractéristiques du barrage sont les suivants :

- Longueur : 6,50 m ;
- Largeur de la crête : 0,5 m ;
- Hauteur du barrage : 1,2 m ;
- Fruit de la paroi aval : 1

Après élargissement du barrage, on a trouvé les valeurs suivantes :

- Longueur : 6,50 m ;
- Largeur de la crête : 1 m ;
- Hauteur du barrage : 1,2 m ;

➤ Fruit de la paroi aval : 1,5

VIII.4.3.1 Etude de la stabilité du nouveau barrage

L'étude de la stabilité est même démarche que le paragraphe précédent (Le détail est présenté à l'annexe). Et les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 43 : Résultat de la stabilité du nouveau profil du barrage

Coefficient	Kg	Kr	$\sigma_{\max}(T/m^2)$	$\sigma_{\min}(T/m^2)$	b/6(m)	e(m)
Valeur calculée	1,01	4,25	2,21	1,86	0,47	0,04
Valeur limite et condition	1	1,5	100 à 150		e<(b/6)	

VIII.4.3.2 Etude de l'ancrage du nouveau barrage

L'étude de l'ancrage est même démarche que le paragraphe précédent (Cf VIII.4.2.7).

$$T = \Sigma P = 4232 \text{ kgf}$$

$$A = \frac{T}{\sigma_a}$$

Avec,

- T : effort tranchant
- σ_a : Contrainte admissible de l'acier tendue $\sigma_a = 1440 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{D'où } A = \frac{4232}{1440} = 2,94 \text{ cm}^2$$

$$A = 4\phi 10 = 3,18 \text{ cm}^2$$

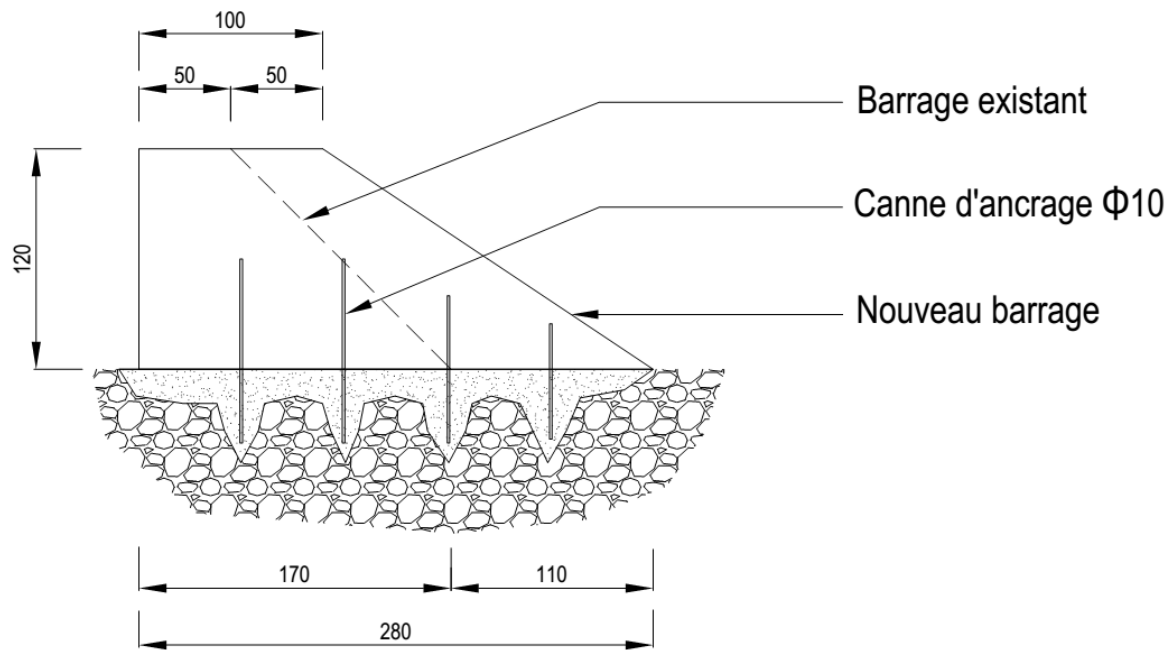


Figure 12 : Disposition du nouveau barrage par rapport à l'ancien barrage

VIII.5 VARIANTES D'AMENAGEMENTS PROPOSES

VIII.5.1 Définition de chaque variante

L'aménagement consiste à construire un ouvrage de franchissement, alors deux variantes d'aménagement sont alors proposées. Chaque variante sera appuyée par une étude financière, notamment le taux de rentabilité qui permet de l'apprécier. Les variantes proposées sont tous des baches ou pont canal en B.A.

Alors, selon NIHYCRI, les ouvrages de franchissement supérieur sont des ouvrages suspendus au-dessus des obstacles naturels qu'ils ont à franchir. Ils sont également connus sous le nom de bache ou de pont canal. Dans la plupart du temps, ils franchissent de cours d'eau et de thalwegs. Il arrive également qu'ils franchissent tout simplement des zones de dépressions.

Les prescriptions de l'ouvrage de franchissement supérieur selon la norme NIHYCRI sont les suivants:

- ✚ Ouvrage en BA à ciel ouvert pour les raisons de la mode déconstruction mieux adapté et de l'entretien mieux à la portée des structures organisationnelles des usagers
- ✚ Implantation hors le niveau du PHE relatif aux crues de sureté des cours d'eau à franchir
- ✚ Fondation sur rocheux si possible et une ou plusieurs piles intermédiaires dans le lit et à l'intérieur d'un cours d'eau à éviter autant que possible.

Les variantes d'aménagement à proposer consistent sur la recherche de solution pour établir l'irrigation après le Matilava.

Scénario 1 : Bâche en B.A au PM 1690

L'emplacement de l'ouvrage à construire est situé au PM 1690, les caractéristiques du canal sont les suivants : La bâche est constituée par un canal en béton armé avec un profil rectangulaire de longueur de 110m et soutenue par des poteaux en béton armé, dont la hauteur du canal mesure 0,7m avec sa largeur de 0,80m et son épaisseur est de 0,20m.

Les paramètres de hauteur des poteaux sont les suivants :

- P1 et P11 : 3m
- P2, P3 et P4 : 5m
- P5, P6 et P10 : 8m
- P7, P8 et P9 : 10m

La portée de chaque poteau est de 10m de longueur.

Scénario 2 : Bâche en B.A au PM 2110 (bâche à Matilava)

Cette variante consiste à construire un canal bétonné de 36m posé sur des poteaux avec la mise en place des gabions de 36m de longueur sur la côté droite et des épis de pieux de 36m de longueur sur la côté gauche de l'ouvrage. Les caractéristiques du canal sont les suivants :

- Longueur : 36m
- Base : 0,90m
- Hauteur : 0,70m
- Epaisseur : 0,20m

Les paramètres de hauteur des poteaux sont les suivants :

- P1 à P5 : 6m
- P6 : 5m

La portée de chaque poteau est variée suivant la distance, tel que :

- P1 à P6 : portée de 9m

VIII.5.2 Dimensions de chaque variante

VIII.5.2.1 Scénario 1 : Bâche en B.A au PM 1690

➤ Emplacement de la bâche

La figure suivante montre le système de disposition de la bâche :

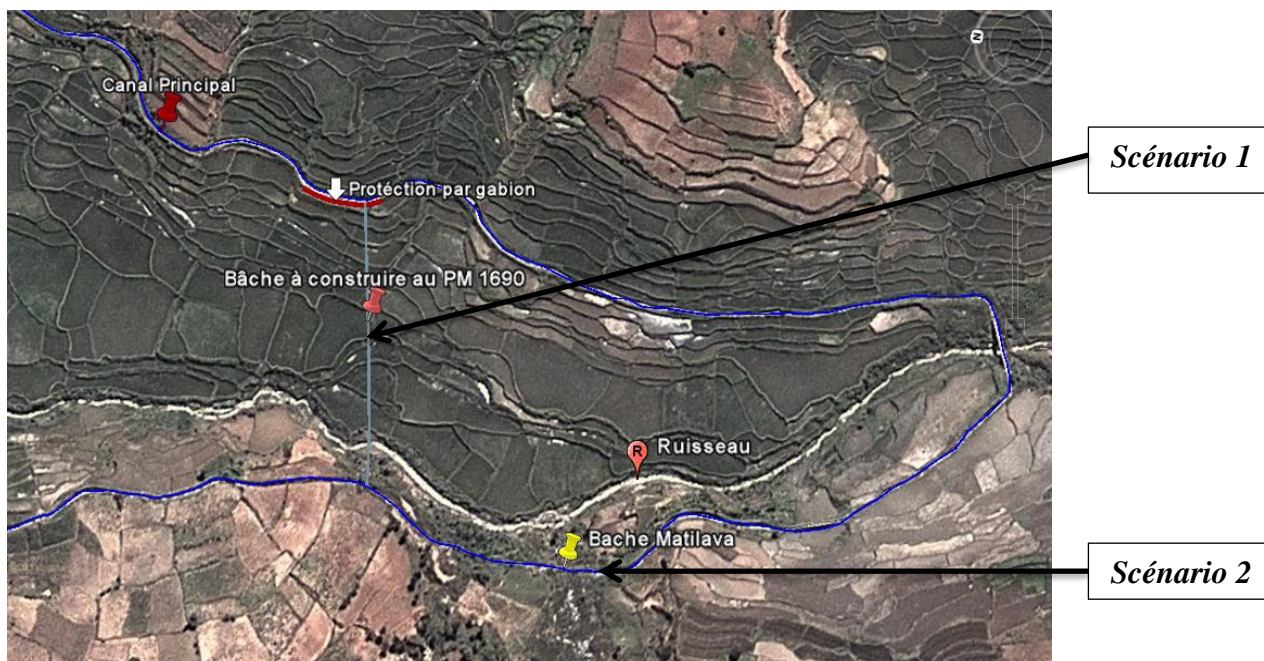


Figure 13 : Emplacement de la bâche en B.A au PM 1690

Source : Google Earth

➤ Dimensionnement de la bâche en B.A

Les dimensions caractéristiques du canal sont les suivantes :

- ✓ Base b ;
- ✓ Hauteur d'eau h ;
- ✓ Hauteur H .

Les dimensions du canal doivent vérifier les trois critères énumérés dans le sous-paragraphe VIII.3.4 tel que b et h sont déterminés à partir de la formule de MANNING-STRICKLER.

Le débit nominal est égal à $0,176 \text{ m}^3/\text{s}$.

La longueur de la bâche est de 110 m .

Après avoir fait le calage hydraulique, en prenant $K = 60$; les dimensions de la bâche est présentées par le tableau ci-dessous :

Tableau 44 : Dimensions de la bache en béton armé au PM 1690

Q (m ³ /s)	Longueur (m)	b (m)	h(m)	H (m)	V (m/s)
0,176	110	0,80	0,43	0,70	0,51

H est égale à la hauteur d'eau majorée d'une grandeur rappelée revanche du canal : $H = h+r$

r varie en fonction du débit (0,15 m à 1,50 m).

Comme on a $H = 0,7\text{m}$, on obtient une revanche $r = 0,27\text{m}$ et l'épaisseur de la dalle $e = 0,20\text{m}$.

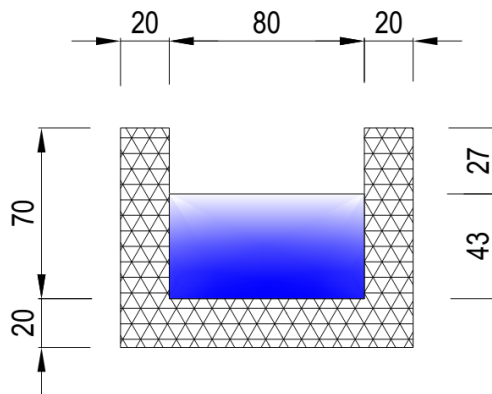


Figure 14 : Section du canal

➤ **Protection de l'ouvrage par Gabion contre l'éboulement des berges sur la côté droite**

• **Généralité**

La technique du gabion est très appréciée dans les projets de développement.

Ce matériaux est, en effet, peu couteux, sa mise en œuvre ne faisant appel qu'à une technologie simple et ne nécessitant aucun équipement spécifique, ni main-d'œuvre très spécialisée.

Pourtant, certains précaution sont à respecter tant au niveau de la conception des projets qu'à celui de leur réalisation.

Par ailleurs, le recours à cette technique bénéficie directement aux populations subissant un chômage ou sous-emploi important, car sa mise en œuvre demande la participation d'un effectif important de paysans ou travailleurs non qualifiés.

Pour notre étude, l'utilisation des gabions est nécessaire pour protéger la bache contre l'éboulement des berges.

- **Conception**

Dans notre étude, il est indispensable de donner à l'ouvrage de protection (gabions) un profil approximatif. Alors, les types de gabions que nous allons utiliser sont :

- ✚ Les gabions cage standards de forme parallélépipède rectangle ayant comme hauteur 1m, largeur 1m, et sa longueur 2m.
- ✚ Le gabion semelle qui se distingue des gabions standards par sa hauteur qui est de 0,50m en général.

- **Dimension des gabions utilisés**

Le gabion semelle est installé comme fondation. Ensuite, on installe le gabion cage standard au-dessus du premier suivant le schéma de conception. Les dimensions ainsi que les volumes des gabions utilisés sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 45 : Dimension et volume de la cage des gabions

Type de gabion	Dimensions	Volume de la cage
Gabion semelle	2m×2m×0,5m	2m ³
Gabion cage	2m×1m×1m	2m ³

Les volumes des gabions nécessaires ainsi que le nombre de cage par type de gabion sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 46 : Quantité des gabions nécessaires pour le projet

Type de gabion	Dimensions	Volume de la cage	Nombre de cage	Quantité
Gabion semelle	2m×2m×0,5m	2m ³	17	34m ³
Gabion cage	2m×1m×1m	2m ³	34	68m ³
TOTAL				102m³

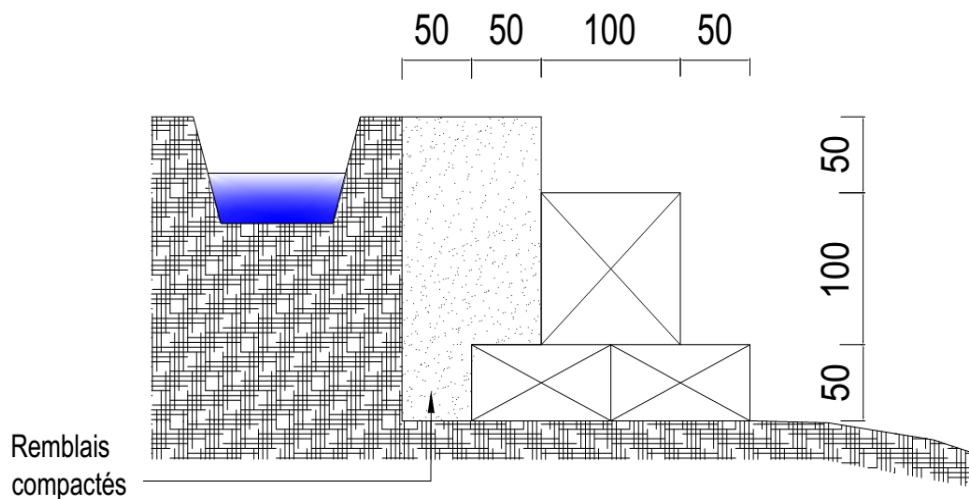


Figure 15 : Profil de l'installation du gabion

VIII.5.2.2 Scénario 2 : Bâche en B.A au PM 2110 (bâche à Matilava)

➤ **Dimensionnement de la bâche**

La méthode de dimensionnement du canal est la même que dans le scénario 1. Alors, les dimensions du canal sont présentées par le tableau ci-dessous :

Tableau 47 : Dimensions de la bâche en béton armé à Matilava

Q (m ³ /s)	Longueur (m)	b (m)	h(m)	H (m)	V (m/s)
0,176	36	0,90	0,41	0,70	0,48

Comme on a $H = 0,70\text{m}$, on obtient une revanche $r = 0,29\text{m}$ et l'épaisseur de la dalle $e = 0,20\text{m}$.

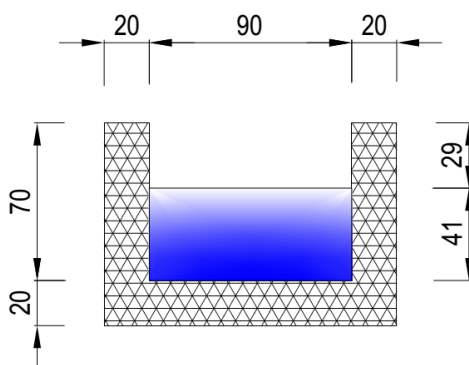


Figure 16 : Section du canal

➤ **Protection de l'ouvrage par Gabion contre le glissement de terrain (Fluage)**

Le principe de conception des gabions est le même que dans le scénario 1, mais le rôle des gabions est de protéger la bache contre le glissement des terrains.

Alors les dimensions ainsi que les volumes des gabions utilisés sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 48 : Dimension et volume de la cage des gabions

Type de gabion	Dimensions	Volume de la cage
Gabion semelle	2m×2m×0,5m	2m ³
Gabion cage	2m×1m×1m	2m ³

Les volumes des gabions nécessaires ainsi que le nombre de cage par type de gabion sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 49 : Quantité des gabions nécessaires pour le projet

Type de gabion	Dimensions	Volume de la cage	Nombre de cage	Quantité
Gabion semelle	2m×2m×0,5m	2m ³	18	36m ³
Gabion cage	2m×1m×1m	2m ³	36	72m ³
TOTAL				108m ³

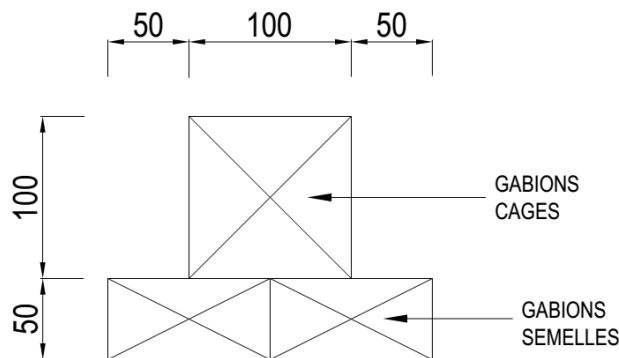


Figure 17 : Coupe transversal des gabions

➤ **Epis de pieux**

Selon la prescription de la NYHICRI, la mise en place des épis a pour objectif de :

- ❖ Eloigner le courant des berges ou digues à protéger.
- ❖ Réduire la vitesse du courant au droit des berges ou digues.

L'épi de pieux est en béton et qui a pour dimension, $L = 2\text{m}$ et $e = 0,20\text{m}$.

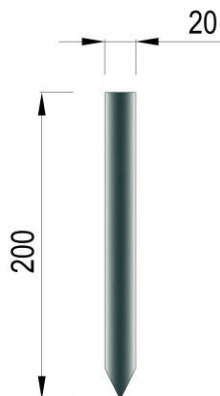


Figure 18 : Coupe d'un épi de pieux

VIII.5.3 Les avantages et inconvénients de chaque variante

Les avantages et inconvénients des deux variantes d'aménagement à proposer sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 50: avantages et inconvénients de chaque variante

	VARIANTE 1	VARIANTE 2
AVANTAGES	<ul style="list-style-type: none"> - Eviter le fluage - Mise en valeur de l'eau et des infrastructures 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût faible - Mise en valeur de l'eau et des infrastructures
INCONVENIENTS	<ul style="list-style-type: none"> - Coût élevé - Perte de surface à irriguer - Envahissement des rizières 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilité de dégradation par le fluage

D'après ce tableau, la variante retenue est la variante 1 car celle-ci est envisageable du point de vue technique.

**PARITIE IV : ETUDES
D'IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX ET
ETUDES FINANCIERES DU
PROJET**

CHAPITRE IX : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE (EIE)

IX.1 INTRODUCTION

L'adoption de la loi portant Charte de l'Environnement Malagasy et la promulgation du décret relatif à la Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE) impliquent une obligation pour les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement d'être soumis soit à une étude d'impact environnemental (EIE), soit à un programme d'engagement environnemental (PREE), selon la nature technique, l'ampleur de ces projets et la sensibilité de leurs milieux d'implantation.

L'objectif du cours est d'expliquer les notions nécessaires à la compréhension et à la réalisation d'une EIE à travers un canevas général indiquant la nature, la portée et l'étendue de l'EIE à réaliser. Le canevas pose les principes d'une démarche explicite et homogène visant à fournir les informations nécessaires à l'évaluation environnementale desdits projets par les instances compétentes, et à la prise de décision par les autorités gouvernementales concernées quant à leur autorisation.

Au vu de la spécificité de chaque projet proposé, le Canevas devra être utilisée avec le guide du secteur du projet indiquera d'une façon plus précise les sujets devant être considérés en regard du projet concerné.

Selon la Charte de l'environnement malgache (loi 90-033 du 21/12/90), l'environnement est l'ensemble des milieux naturels et artificiels, y compris les milieux humains et les facteurs sociaux et culturels qui intéressent le développement. Un projet qui pourrait avoir une influence sur cet environnement nécessite une évaluation environnementale. Vu que l'impact du projet sur l'environnement pourrait aussi bien être négatif que positif, l'étude d'impact consiste en l'analyse scientifique et préalable des impacts potentiels prévisibles d'une activité donnée.

L'impact est dit « positif » si le projet contribue et apporte une amélioration de la quantité de toute forme de vie du milieu considéré.

Par contre, l'impact est dit « négatif » si le projet porte atteinte à la qualité de la vie du milieu ou affecte un désordre sur les composants de l'environnement.

IX.2 CONTEXTE LEGAL

L'Etat malgache accorde une très grande importance à l'environnement. La loi N°90-033 du 21 décembre 1990 portant Charte de l'Environnement Malagasy, modifiée par la loi N° 97-012 du 06 juin 1997 fixe le cadre général d'exécution de la politique de l'environnement.

Selon l'article 3, l'environnement constitue une préoccupation prioritaire de l'Etat.

L'article 10 de cette loi ne stipule que les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement doivent faire l'objet d'une Etude d'Impact

Environnemental, compte tenu de la nature technique de l'ampleur des dits projets ainsi que la sensibilité du milieu d'implantation. En application de cet article 10 de la charte, le décret N° 95-337 du 23 mai 1995 relatif à la mise 954 du 15 décembre 1999, fixant les règles et les procédures à suivre par les promoteurs pour la mise en œuvre d'une étude d'impact environnemental.

IX.3 DESCRIPTION DU PROJET

Cette section décrira les composantes du projet et ses caractéristiques techniques pendant toutes les phases de réalisation du projet.

Globalement, Le projet consiste à résoudre le problème lié à l'alimentation en eau du périmètre en réhabilitant les infrastructures hydroagricoles se trouvant dans le périmètre irrigué de Tsiafakosy.

Un barrage en maçonnerie de moellon existe déjà mais n'évacue pas le débit de crue de sureté 105,1 m³/s et il n'est pas stable pour ce même débit. Alors, il sera rehaussé et rallongé suivant sa largeur pour avoir sa stabilité. Pour cela, le profil du barrage changera.

Une bêche métallique penchée sera reconstitué par la mise en place des barres métalliques.

Une bêche en BA coupé sera détruit puisque le 85,6% du périmètre ne reçoit pas d'eau. Il existe deux variantes proposées : bêche en BA au PM 1690 et bêche en BA au PM 2110 (bêche à Matilava). Mais du point de vue économique, technique et environnemental, on choisit une bêche de longueur 110 m.

Le déroulement du projet se divise en trois (3) phases, à savoir :

- ✚ La phase préparatoire : avant le projet ;
- ✚ La phase de mise en œuvre : pendant l'exécution du projet ;
- ✚ La phase d'exploitation et d'entretien : après le projet.

Le tableau ci-après présente les différentes activités prévues pour chaque phase et étape du projet :

Tableau 51 : Activités selon les phases du projet

PHASE DU PROJET	ETAPES DE TRAVAIL	ACTIVITES PREVUES
Phase préparatoire	Installation du chantier	Implantation du périmètre
		Fourniture des matériels et des matériaux
		Construction d’habitat pour les mains d’œuvres recrutés.
		Construction d’un magasin de stockage des matériels et des matériaux
		Recrutement de personnels locaux et arrivée des mains d’œuvre étrangers
Phase de mis en œuvre	Aménagement de la rivière	Construction de batardeau provisoire
		Dégagement des apports caillouteux
	Construction du barrage	Coulage de béton
		Elaboration du corps du barrage pour le stabiliser
		Enduit et chape du barrage
	Démolition des parties de l’ancienne bache	Destruction et enlèvement des BA implantés
		Mis en place de la plateforme.
	Construction de bache	Réajustement de la pente
		Coulage de béton
		Enduit et chape de la bache
	Construction de bache métallique	Implantation des barres métalliques
		Réajustement du canal en profil métallique

	Entretien des canaux	Curage et enlèvement des buissons (décapages)
		Réajustement des pentes
		Remblai et déblai
Phase d'exploitation	Replis de chantier	Exploitation du périmètre par les bénéficiaires
		Gestion du périmètre par l'AUE
		Entretien du barrage

IX.4 DESCRIPTION DU MILIEU RECEPTEUR

Afin de bien pouvoir déterminer les impacts du projet, il est primordial de décrire le milieu récepteur, Cette partie décrit les composantes de l'environnement dans la zone d'étude du projet qui est le lieu de réhabilitation du barrage, le lieu de la reconstitution de la bêche métallique, et la construction de la bêche en B.A.

IX.4.1 Description du milieu physique

La Commune Rurale de Mahaiza fait partie des Communes du district de Betafo, dans la Région de Vakinankaratra. Elle se trouve à 35 km d'Antsirabe dont 16 km bitumé et 19 km carrossable praticable toute l'année. La commune de Mahaiza dans laquelle se trouve le périmètre, jouit d'un climat tropical d'altitude, et la rivière Ipongy constitue l'un des principal cours d'eau de la Commune. Pour plus de détails, voir la partie I.

IX.4.2 Description du milieu biologique

IX.4.2.1 Faune

Lors de la descente sur terrain, différents espèces d'insectes rampants, volants et sautant, habitants les zones herbacés ont pu être constatés. Il existe aussi des faunes aquatiques dans les rizières, citons : les poissons de petites tailles (pirina), les trondro gasy,..., on a pu aussi constater la présence de batraciens (grenouilles,..) et des reptiles (serpents et lézards,...). On a aussi aperçu quelques espèces de petits oiseaux dont les caractéristiques n'ont pas pu être déterminées (vorompotsy, hitsikitsika,...).

IX.4.2.2 Flore

Le riz et les cultures maraichères occupent la grande partie du territoire s'y ajoutent les forêts des pins et d'autres types de culture.

IX.4.3 Description du milieu humain

Concernant le milieu humain, la densité moyenne de la population est de 53,35 hab/km² tandis que la taille moyenne de ménage est de 5 personnes. Le taux de natalité s'élève à 1,70% et par contre le taux de mortalité est de 1,19%. Dans la commune la population compte 25608 habitants.

IX.5 IDENTIFICATION ET ANALYSE DES IMPACTS

L'identification des impacts permet de mettre en évidence les composantes de l'environnement les plus touchées. Ces composantes sont principalement l'eau, le sol, le paysage et l'économie des exploitants. Cela nous amène à proposer des mesures à prendre pour atténuer, voire éviter ou éliminer les impacts néfastes à l'environnement.

Alors, pour faciliter l'identification des impacts, le tableau suivant montre l'état dans lequel se trouveront les phases du projet et les milieux susceptibles de subir des impacts relativement aux opérations effectuées pendant chaque phase.

Tableau 52 : Identifications des impacts

PHASE DU PROJET	ACTIVITES PREVUES	Milieu Physique			Milieu Biologique		Milieu Humain		
		Eau	Air	Sol	Faune	Flore	Economie	Social	Santé
Phase préparatoire	Implantation du périmètre			×	×	×			
	Fourniture des matériels et des matériaux	×	×	×	×	×	×	×	
	Construction d’habitat pour les mains d’œuvres recrutés.	×		×	×	×	×	×	
	Construction d’un magasin de stockage des matériels et des matériaux			×	×	×			
	Recrutement de personnels locaux et arrivée des mains d’œuvre étrangers				×	×		×	×
Phase de mis en œuvre	Construction de batardeau provisoire	×		×					
	Dégagement des apports caillouteux	×		×					
	Elaboration du corps du barrage pour le stabiliser	×		×	×		×	×	
	Destruction et enlèvement des BA implantés			×		×			
	Construction de bache	×		×			×	×	
	Implantation des barres métalliques	×			×				
	Curage et enlèvement des buissons (décapages)	×	×	×	×	×	×	×	
Phase d’exploitation	Exploitation du périmètre par les bénéficiaires	×	×	×	×	×	×	×	
	Gestion du périmètre par l’AUE	×		×			×	×	
	Entretien des ouvrages	×		×	×		×	×	

IX.6 ANALYSE ET EVALUATION DE L’IMPORTANCE DES IMPACTS

L’évaluation des impacts permet de classer les impacts par ordre d’importance. Elle est effectuée suivant l’intensité, la durée et l’étendue de la mise en place des infrastructures. Selon chaque phase du projet, elle doit être faite afin de pouvoir les classer et ainsi mesurer l’importance de chacun selon une analyse multicritère.

Voici les coefficients de pondération donnés par les experts en vue de l’analyse multicritère des impacts :

Tableau 53 : Coefficient de pondération des analyses multicritères

Intensité	Durée	Etendue
Faible : 1	Occasionnelle : 1	Locale : 1
Moyenne : 3	Temporaire : 3	Régionale : 3
Forte : 5	Permanente : 5	Générale : 5

Le total des coefficients de pondérations donnera une note qui évaluera l'importance de l'impact. Cette note variera donc de 1 à 15 et à partir de cela on pourra les classer comme suit :

- 1 à 5 : impact d'importance mineur
- 6 à 10 : impact d'importance moyenne
- 11 à 15 : impact d'importance majeure

Les impacts probables de la mise en place du projet sont nombreux et peuvent être négatifs ou positifs. Ils sont répertoriés suivant la phase du projet comme le Tableau suivant montre :

Tableau 54 : Identification des impacts et analyse multicritère

Phase du projet	Source d'impact	Identification des impacts	Type d'impact	Classification	Intensité	Durée	Etendue	Note	Importance
Phase préparatoire	Installation de chantier (Habitat, stockage des matériels et matériaux)	Dispersion des déchets près de l'habitat	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
		Accélération du processus de déforestation et exploitation non contrôlé des bois	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
		Disparition de certaines variétés de faunes	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
	Transport et fourniture des matériels et des matériaux	Pollution de l'air	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
		Tassement et affaissement des sols	-	I	3	5	1	9	MOYENNE
		Destruction des arbres	-	D	3	5	1	9	MOYENNE
		Dénudation du sol	-	D	3	5	1	9	MOYENNE
	Recrutement de personnels locaux et arrivés des mains d'œuvre	Augmentation du nombre d'emploi	+	D	5	3	1	9	MOYENNE
		Réduction de la délinquance juvénile	+	I	3	3	1	7	MOYENNE
		Augmentation des risques de transmission de maladies d'une communauté à l'autre à cause des échanges	-	I	3	3	3	9	MOYENNE
Phase de mis en œuvre	Construction de batardeau provisoire	Perturbation d'habitat faunistique	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
	Dégagement des apports caillouteux	Perturbation de l'écosystème aquatique	-	D	1	3	1	5	MINEUR
	Elaboration du corps du barrage	Valorisation de l'eau	+	I	5	5	1	11	MAJEUR
	Construction de bache (coulage de béton, enduit et chape de la bache)	Eparpillement des sacs de ciment	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
		Risque de maladies respiratoire	-	I	3	5	1	9	MOYENNE
		Conflit entre les paysans et les entreprises (envahissement des rizières par l'implantation des poteaux)	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
	Construction de bache métallique (implantation des barres métalliques)	Nuisances sonores dues aux matériels utilisés	-	D	1	3	1	5	MINEUR
		Risque et danger des personnels et des mains d'œuvre	-	D	5	3	1	9	MOYENNE
	Entretien des canaux (curage, enlèvement et décapages des buissons)	Destruction de la flore	-	D	3	3	1	7	MOYENNE
		Mis en valeur de l'eau	+	I	5	5	1	11	MAJEUR
	Intensification agricole	Renforcement des capacités des paysans	+	D	5	5	1	11	MAJEUR
	Ensemble des travaux	Bonne condition vie des entrepreneurs	+	D	5	5	5	15	MAJEUR
Phase d'exploitation	Exploitation du périmètre par les bénéficiaires	Accroissement des économies, amélioration des échanges socioéconomiques	+	D	5	5	3	13	MAJEUR
		Augmentation du rendement	+	D	5	5	3	13	MAJEUR
	Ouverture et fermeture des vannes	Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	-	I	1	1	1	3	MINEUR
	Gestion du périmètre par l'AUE	Durabilité des ouvrages	+	I	5	5	1	11	MAJEUR
	Vente des produits	Augmentation du revenu des ménages	+	D	5	5	1	11	MAJEUR

Pour résumer, nous avons donc les impacts suivants en ce qui concerne la totalité du projet.

IMPACTS NEGATIFS	IMPACTS POSITIFS
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Dispersion des déchets près de l'habitat ➤ Accélération du processus de déforestation et exploitation non contrôlé des bois ➤ Disparition de certaines variétés de faunes ➤ Pollution de l'air ➤ Tassement et affaissement des sols ➤ Destruction des arbres ➤ Dénudation du sol ➤ Augmentation des risques de transmission de maladies d'une communauté à l'autre à cause des échanges ➤ Perturbation d'habitat faunistique ➤ Perturbation de l'écosystème aquatique ➤ Eparpillement des sacs de ciment ➤ Risque de maladies respiratoire ➤ Nuisances sonores dues aux matériels utilisés ➤ Risque et danger des personnels et des mains d'œuvre ➤ Destruction de la flore ➤ Risque d'inondation en amont en cas d'oubli ➤ Conflit entre les paysans et les entreprises (envahissement des rizières par l'implantation des poteaux) 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Augmentation du nombre d'emploi ➤ Réduction de la délinquance juvénile ➤ Valorisation de l'eau ➤ Renforcement des capacités des paysans ➤ Bonne condition vie des entrepreneurs ➤ Accroissement des économies, amélioration des échanges socioéconomiques ➤ Augmentation du rendement ➤ Durabilité des ouvrages ➤ Augmentation du revenu des ménages

L'évaluation des impacts permet de conclure que les impacts négatifs par composante restent d'une importance mineure et moyenne tandis que les impacts positifs sont la plupart d'une importance majeure. Cependant, les impacts négatifs feront toujours l'objet de proposition de mesure d'atténuation afin de diminuer les risques de détérioration de l'environnement.

IX.7 MESURES D'ATTENUATIONS OU DE COMPENSATION DES IMPACTS

Pour que le projet soit en règle vis-à-vis de l'étude environnementale, les impacts du projet néfastes à l'environnement doivent être accompagnés d'actions ou de mesures appropriées pour prévenir, réduire ou si possible, supprimer ces impacts négatifs. Dans le cas où ces impacts seraient bénéfiques pour l'environnement, des mesures de valorisation ou capitalisation de ces impacts positifs doivent être entrepris. Les propositions de mesures seront reportées sur le Tableau qui suit

Tableau 55 : Mesures d'atténuations

Identification des impacts	Mesures d'atténuation	Impact résiduel
Dispersion des déchets près de l'habitat	Construction de lieux d'aisance (pour les déchets humains)	Modification de l'équilibre naturel amoindrie
	Construction de trous pour les ordures	
Accélération du processus de déforestation et exploitation non contrôlé des bois	Respecter les sites de campements prévus	Atténuation des éventuelles déforestations suite à la réalisation du projet
	Approvisionnement en matériaux auprès des revendeurs	
	Utilisation de charbon et non de bois de chauffe	
	Réalisation de campagne de reboisement	
Pollution de l'air	Utilisation de bâches pour éviter l'épandage des poussières	Moins de risque de pollution aérienne
	Arrosage du remblai	
Tassement et affaissement des sols	Respect des limites définies dans les cahiers de charge	Diminution des tassements
Destruction des arbres	Réalisation de campagne de reboisement	Compensation en ce qui concerne les arbres détruits suite au projet
Dénudation du sol	Restauration zones perturbées selon l'état initial	Restauration des zones
Augmentation des risques de transmission de maladies d'une communauté à l'autre à cause des échanges	Sensibilisation pour le respect d'autrui et de professionnalisme.	Réduction de dispersion des maladies transmissibles
	Sensibilisation de l'utilisation des préservatifs	
Perturbation d'habitat faunistique	Utilisation des dispositifs de sécurité	Atténuation de la perturbation
Eparpillement des sacs de ciment	Stockage des sacs utilisés dans des poubelle	Diminutions des déchets
Risque de maladies respiratoire	Arrosage d'eau des pistes et les zones concernés	Le risque peut être atténué
Risque et danger des personnels et des mains d'œuvre	Utilisation des matériels de qualité et biens conçus	Aucuns risques et danger
Conflit entre les paysans et les entreprises (envahissement des rizières par l'implantation des poteaux)	Campagne de sensibilisation sur les avantages du projet	Dissipation de la sensibilisation évoluera avec le temps.
Destruction de la flore	Restauration des zones perturbées selon l'état initial par un engazonnement	Atténuation des pertes en sols
	Plantation des vétivers	
Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	Recrutement de personnels sérieux et qualifiés	Aucun danger d'inondation

Les mesures sont applicables dans le périmètre et dépendent dans une large mesure du changement de comportement et des responsables de la réalisation et des habitants.

CHAPITRE X: ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE

X.1 INTRODUCTION

Cette étude consiste surtout sur l'évaluation financière et économique du projet c'est-à-dire l'analyse de l'intérêt du projet sur l'économie tant local que régional.

Tout projet quel qu'il soit se doit d'être rentable. Cela veut dire que la viabilité financière du projet d'aménagement se doit d'être tenue en compte. On pourra même dire que c'est un facteur essentiel à l'élaboration du dit projet. Les indicateurs utilisés pour évaluer cette rentabilité sont le TRI (taux de rentabilité interne) et le VAN (Valeur Actuelle Nette).

Pour trouver la valeur de ces indicateurs, il nous faut d'abord connaître les cash-flows (CF) qui expriment la différence recette-dépenses. Néanmoins, on ne pourra exploiter que les valeurs actualisées de ces CF.

La valeur du TRI doit être supérieure au taux d'intérêt bancaire qui est actuellement de 15%.

X.2 HYPOTHESE DE BASE

Pour mieux faire l'étude, les hypothèses suivantes sont à prendre en compte :

- ✚ Les recettes obtenues par l'élevage et des autres activités sont négligés.
- ✚ L'activité de la production rizicole est prise en compte et la culture de contre saison comme le manioc sera prise en compte aussi.

X.3 LES CHARGES D'EXPLOITATION

Les valeurs présentées dans cette partie sont les résultats des enquêtes effectuées auprès des bénéficiaires. Les détails des coûts sont donnés en annexe et seuls les résultats sont présentés dans ce chapitre. Les charges d'exploitation par hectare de culture dans le périmètre se répartissent en « matériels », « intrants » et « main d'œuvre ».

X.3.1 Les matériels agricoles

Les matériels utilisés pour l'exploitation agricole sont l'angady, les charrues, les hermes, les houes rotatives, les batteuses, les charrettes et les pulvérisateurs mais les plus utilisés sont l'angady, matériels traditionnels dont les paysans possèdent et les hermes.

X.3.2 Le cout des intrants

Les intrants sont des éléments entrant dans la production tels les semences ou les engrais qui sont presque autos produites dans la région. Donc leur coût est minime car les semences sont obtenues dans la région même. Alors seules les semences, les traitements et les engrais dont l'utilisation reste encore limitée, constituent le cout des intrants.

X.3.3 La Main d'œuvre

Il s'agit des sommes dépensées pour les mains d'œuvre nécessaires pendant toutes les étapes de la production. Le prix journalier reste constant pendant toutes les activités et sa valeur s'élève à 2500 Ariary. Seul varie le nombre des hommes nécessaires pour chaque phase de travail par hectare.

X.4 LE COUT ESTIMATIF DU PROJET

L'estimation du coût du projet est basée sur la quantification de tous les détails des séries de travaux, c'est-à-dire les quantités mesurées sur l'ensemble des ouvrages projetés. Le coût du projet comprend le coût des travaux c'est-à-dire la démolition de l'ancien barrage, les mesures environnementaux, la construction du nouveau barrage, la réhabilitation des canaux d'irrigation (bâche métallique et bâche B.A) et le coût de la main d'œuvre. Les résultats estimatifs sont présentés dans le tableau ci-dessous en Ariary.

Tableau 56 : Coût estimatif du projet

Variante	Superficie	Coût travaux en Ar	Coût par hectare en Ar
<i>Variante 1</i>	138	88 705 396	642 793
<i>Variante 2</i>	139	41 763 888	300 460

Le détail de calcul est représenté en annexe.

X.5 TAUX DE RENTABILITE INTERNE

Pour pouvoir évaluer cet indicateur, il nous faut voir la « valeur actualisée nette » ou le VAN, et le « gain relatif actualisé net » ou le GR VAN. Supposons que la durée minimum pour garantir la rentabilité du projet est de 10ans.

X.5.1 Le « VAN »

Le VAN est exprimé par la formule suivante :

$$VAN = [\sum_{k=0}^n (R - D)(1 + i)^{-k}] - I$$

Où,

- R : la recette nette ;
- D : la dépense totale ;
- K : le nombre d'année d'amortissement du projet ;
- I : l'investissement initial et
- i : le taux d'actualisation.

Après avoir déterminé le VAN, on a trouvé une valeur positive donc on peut dire que le projet est rentable.

X.5.2 Le « GAIN RELATIF A LA VAN »

Le VAN indique si un projet est rentable ou pas sans toutefois préciser l'importance de l'apport initial. Pour cela, il nous faut calculer le gain relatif au VAN.

Sa valeur est obtenue par la relation suivante : $GRVAN = \frac{VAN}{Do}$

Dans laquelle VAN est la valeur actualisée nette et Do est l'apport initial ou les dépenses à l'année 0.

X.5.3 Calcul de TRI

Le TRI est la valeur qui annule le VAN c'est-à-dire : $VAN (TRI) = 0$

Le résultat de calculs pour TRI et VAN est résumé dans de tableau ci-dessous :

Tableau 57 : Résultat de calcul de TRI et VAN

Variante	TRI (%)	VAN (Ar)
<i>Variante 1</i>	133%	1 033 638 426
<i>Variante 2</i>	277%	1 217 758 638

Le tableau suivant donne les étapes à suivre pour le calcul du TRI, ainsi que les résultats, dont la recette de production augmente de 10% par an, et que le coût d'investissement, entretien et maintenance est de 1% :

Tableau 58 : Calcul de TRI et VAN Scenario 1

RECCETTES DE PRODUCTION (avec une hausse de 10% par an)												
CULTURE	RUBRIQUE	Année										
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RIZ	Superficie [ha]	-	138	138	138	138	138	138	138	138	138	138
	Rendement annuel [T/ha]		2,9	2,9	2,9	3,0	3,0	3,0	3,5	3,5	3,5	3,5
	Production annuelle [T]	-	399	399	399	413	413	413	482	482	482	482
	Prix Unitaire [Ar/T]	800 000	880 000	968 000	1 064 800	1 171 280	1 288 408	1 417 249	1 558 974	1 714 871	1 886 358	2 074 994
	Recette annuelle	-	351 155 200	386 270 720	424 897 792	483 504 384	531 854 822	585 040 305	750 801 724	825 881 897	908 470 086	999 317 095
MANIOC	Superficie [ha]	138	138	138	138	138	138	138	138	138	138	138
	Rendement annuel [T/ha]	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6	16,6	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0
	Production annuelle [T]	2 284	2 284	2 284	2 284	2 284	2 284	2 339	2 339	2 339	2 339	2 339
	Prix Unitaire [Ar/T]	600 000	660 000	726 000	798 600	878 460	966 306	1 062 937	1 169 230	1 286 153	1 414 769	1 556 245
	Recette annuelle	1 370 496 000	1 507 545 600	1 658 300 160	1 824 130 176	2 006 543 194	2 207 197 513	2 486 421 295	2 735 063 424	3 008 569 767	3 309 426 743	3 640 369 418
Recette annuelle totale		1 370 496 000	1 858 700 800	2 044 570 880	2 249 027 968	2 490 047 578	2 739 052 335	3 071 461 599	3 485 865 148	3 834 451 663	4 217 896 830	4 639 686 513

DEPENSES D'EXPLOITATION												
Année												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Charges d'exploitation	0	109 942 400	109 942 400	109 942 400	109 942 400	109 942 400	109 942 400	109 942 400	109 942 400	109 942 400	109 942 400	
Investissement	88 705 396											
Entretien		887 054	887 054	887 054	887 054	887 054	887 054	887 054	887 054	887 054	887 054	
Amortissement		88 705 396	88 705 396	88 705 396	88 705 396	88 705 396	88 705 396	88 705 396	88 705 396	88 705 396	88 705 396	
Total dépenses	88 705 396	199 534 850	199 534 850	199 534 850	199 534 850	199 534 850	199 534 850	199 534 850	199 534 850	199 534 850	199 534 850	
TRI = 133%												
CASH FLOW												
Bénéfice annuel brute	- 88 705 396	151 620 350	186 735 870	225 362 942	283 969 534	332 319 972	385 505 454	551 266 874	626 347 046	708 935 236	799 782 245	
Impôt annuel (35 %)	-	53 067 122	65 357 554	78 877 030	99 389 337	116 311 990	134 926 909	192 943 406	219 221 466	248 127 333	279 923 786	
Cash flow	- 88 705 396	98 553 227	121 378 315	146 485 912	184 580 197	216 007 982	250 578 545	358 323 468	407 125 580	460 807 903	519 858 459	
Coef.Act. (15%)	1,00	0,87	0,76	0,66	0,57	0,50	0,43	0,38	0,33	0,28	0,25	
Cash flow Actualisé	- 88 705 396	85 698 458	91 779 444	96 316 865	105 534 327	107 394 143	108 332 020	134 707 064	133 090 074	130 990 366	128 501 060	
VAN (Ar)												
1 033 638 426												

Tableau 59 : Calcul de TRI et VAN Scenario 2

RECCETTES DE PRODUCTION (avec une hausse de 10% par an)												
CULTURE	RBRIQUE	Année										
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RIZ	Superficie [ha]	-	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139
	Rendement annuel [T/ha]		3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
	Production annuelle [T]	-	361	361	361	417	417	487	487	487	487	487
	Prix Unitaire [Ar/T]	800 000	880 000	968 000	1 064 800	1 171 280	1 288 408	1 417 249	1 558 974	1 714 871	1 886 358	2 074 994
	Recette annuelle	-	318 032 000	349 835 200	384 818 720	488 423 760	537 266 136	689 491 541	758 440 695	834 284 765	917 713 241	1 009 484 565
MANIOC	Superficie [ha]	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139	139
	Rendement annuel [T/ha]	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
	Production annuelle [T]	2 307	2 307	2 307	2 307	2 307	2 307	2 363	2 363	2 363	2 363	2 363
	Prix Unitaire [Ar/T]	600 000	660 000	726 000	798 600	878 460	966 306	1 062 937	1 169 230	1 286 153	1 414 769	1 556 245
	Recette annuelle	1 384 440 000	1 522 884 000	1 675 172 400	1 842 689 640	2 026 958 604	2 229 654 464	2 511 719 186	2 762 891 104	3 039 180 215	3 343 098 236	3 677 408 060
Recette annuelle totale		1 384 440 000	1 840 916 000	2 025 007 600	2 227 508 360	2 515 382 364	2 766 920 600	3 201 210 727	3 521 331 800	3 873 464 980	4 260 811 478	4 686 892 625

DEPENSES D'EXPLOITATION												
Année												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Charges d'exploitation	0	111 061 000	111 061 000	111 061 000	111 061 000	111 061 000	111 061 000	111 061 000	111 061 000	111 061 000	111 061 000	
Investissement	41 763 888											
Entretien		417 639	417 639	417 639	417 639	417 639	417 639	417 639	417 639	417 639	417 639	
Amortissement		41 763 888	41 763 888	41 763 888	41 763 888	41 763 888	41 763 888	41 763 888	41 763 888	41 763 888	41 763 888	
Total dépenses	41 763 888	153 242 527	153 242 527	153 242 527	153 242 527	153 242 527	153 242 527	153 242 527	153 242 527	153 242 527	153 242 527	
TRI = 277%												
CASH FLOW												
Bénéfice annuel brute	- 41 763 888	164 789 473	196 592 673	231 576 193	335 181 233	384 023 609	536 249 014	605 198 168	681 042 238	764 470 714	856 242 039	
Impôt annuel (35 %)	-	57 676 316	68 807 436	81 051 668	117 313 432	134 408 263	187 687 155	211 819 359	238 364 783	267 564 750	299 684 713	
Cash flow	- 41 763 888	107 113 157	127 785 237	150 524 525	217 867 801	249 615 346	348 561 859	393 378 809	442 677 455	496 905 964	556 557 325	
Coeffd 'act. (15%)	1	0,870	0,756	0,658	0,572	0,497	0,432	0,376	0,327	0,284	0,247	
CF Actualisé	- 41 763 888	93 141 876	96 623 998	98 972 319	124 566 623	124 102 943	150 692 911	147 885 665	144 712 045	141 251 688	137 572 459	
VAN (Ar)												
1 217 758 638												

CONCLUSION

Ce mémoire de fin d'études intitulé « Etudes de réhabilitation des infrastructures hydroagricoles du périmètre irrigué de Tsiafakosy » est une contribution à la lutte contre la pauvreté dans les milieux ruraux.

Le périmètre de Tsiafakosy qui a une superficie estimée à 139 ha subit actuellement des graves problèmes au point de vue irrigation. En effet, la plupart des infrastructures hydroagricoles existants ne fonctionnent presque plus. Malgré, les exploitants peuvent pratiquer deux saisons de cultures par an en approvisionnant de l'eau par la pluie. Ce qui induit un rendement moyenne de l'ordre de 3,1 t/ha pour la production rizicole et de 16,8 t/ha pour la production de Manioc. Pour surmonter ces problèmes, on a proposé les solutions suivantes :

- ✚ Elargissement de l'ouvrage de captage (le barrage de dérivation)
- ✚ Réhabilitation des canaux d'irrigations constitués par un avant canal maçonné et des canaux principaux.
- ✚ Réhabilitation de la bêche métallique existante, construction de la bêche en B.A à Matilava qui a comme deux variantes à proposés.

Ainsi la réhabilitation constitue un ensemble complexe de question technique, hydrologique, environnemental, économique et social.

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

D'après l'étude de la rentabilité économique, ce projet est rentable avec un taux de rentabilité interne ou TRI de 133% pour la variante 1 et de 277% celle de la variante 2 (supérieur au taux d'intérêt bancaire 15%).

L'AUE Firaisankina devra faire des entretiens périodiques de ces infrastructures pour assurer sa durabilité.

D'une part, la surveillance de l'ouvrage de captage contre le vol des matériels devra faire tout le mois, et d'autre part, le réseau d'irrigation devra entretenir au moins trois fois par an (curage,...).

En guise de conclusion, ce projet d'aménagement hydroagricole du périmètre de Tsiafakosy est faisable techniquement, économiquement et même sur le plan environnemental. Ainsi, sa réalisation est indispensable pour assurer l'autoconsommation en riz dans la région et voire dans tout le pays. Laissons utiliser ce présent mémoire comme référence d'élaboration d'un tel projet et source des données s'il est nécessaire.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages

- ❖ Commune Rurale de Mahaiza « Plan Communal de Développement (PCD) de la Commune de Mahaiza »
- ❖ CHAPERON P-DANLOUX J – FERRY L. Fleuves et rivières de Madagascar. Edition IRD/1993/543pages
- ❖ Duret Louis, (1976). Estimation des débits de crue à Madagascar. Fonds d'aide de la République Française, 134 pages.
- ❖ DEGOUTTE G. Aide-mémoire d'hydraulique à surface libre. 20pages – 21pages
- ❖ Ingénieur-conseil ESSEN Allemagne, janvier 1985 OPERATION MICRO HYDRAULIQUE (O.MHL), MEMENTO MICRO HYDRAULIQUE, AGPR. UNP. HYGROTECHNIK GMBH,
- ❖ NIHYCRI (Normes Malgaches de construction des infrastructures hydroagricoles contre les crues et les inondations). CPGU (Cellule de prévention et gestion des urgences) ; PUPIRV (Projet d'urgence pour la préservation des infrastructures et réduction de la vulnérabilité) ; Sous-composante A3. Renforcement de capacités sur la réduction des risques et des catastrophes (Crédit IDA 5187-MAG).

Cours

- ❖ RAMANANTSOA Benjamin, Cours Barrage de dérivation 4^eA, Cours d'aménagement hydroagricole 5^eA
- ❖ RANDRIAMAHERISOA A. Cours d'Hydrologie Générale 3^eA, Cours d'Hydrologie Appliquée 4^eA, Cours d'EIE 5^eA.
- ❖ RANDRIANARIVO C. Cours d'écoulement à surface libre 3^eA
- ❖ RASOLOFONIAINA J.D « Formation dans le domaine technique en matière de MPI » Cours/2003/45pages

ANNEXE

ANNEXE 1 : PRESENTATION DU NIHYCRI

On désigne par l'acronyme NIHYCRI, les normes malgaches de construction des infrastructures hydroagricoles contre les crues et inondations.

Sous-composante A3, renforcement de capacités sur la réduction des risques et des catastrophes (Crédit IDA 5187-MAG).

NIHYCRI présente des exigences obligatoires, des prescriptions et des recommandations.

NIHYCRI a pour objet d'accroître la sécurité des infrastructures hydroagricoles de façon à :

- protéger les personnes et les biens contre les risques associés à la présence de ces infrastructures ;
- atténuer les impacts socio-économiques des crues et inondations sur les périmètres irrigués.
- sécuriser les investissements réalisés dans le cadre de l'aménagement hydroagricole.

NIHYCRI s'applique :

- à toute nouvelle construction sur des nouveaux aménagements hydroagricoles
- à toute réhabilitation visant la reconstruction d'infrastructures clés sur des réseaux hydroagricoles existants
- à toute réhabilitation intégrant le volet remise en conformité par rapport aux normes.

1.1 CIBLES DE NIHYCRI

NIHYCRI cible tous acteurs techniques entrant dans le processus de la construction d'infrastructures hydroagricoles. Les cibles sont principalement :

- La direction du génie rural auprès du ministère de l'agriculture ;
- Les responsables techniques auprès des différents services techniques des ministères concernés par l'aménagement hydroagricole ;
- Les responsables techniques auprès des différents organismes et institutions de financement ;
- Les responsables techniques auprès des différents projets et programmes œuvrant dans la construction des infrastructures hydroagricoles ;
- Les responsables techniques auprès de la collectivité décentralisée au niveau des sites de projets d'aménagement hydroagricole (niveau régional et communal) ;

- Les responsables techniques auprès des structures organisationnelles des usagers de l'eau ;
- Les professionnels du secteur de bureaux d'études ;
- Les professionnels du secteur des travaux de construction hydroagricole.

1.2 ENJEUX DE NIHYCRI

Les principaux enjeux de NIHYCRI sont :

- Présenter des normes nationales sur la conception, le dimensionnement, la construction et la maîtrise d'œuvre des projets d'aménagement hydroagricole.
- Les infrastructures construites selon NIHYCRI :
 - Résistent aux crues et inondations dans le cadre de la durée de vie technique projet des infrastructures ;
 - Sont à l'abri de l'ensablement qui constitue un facteur aggravant, conduisant à la destruction des infrastructures, à un niveau de crues inférieures à celles pour lesquelles, elles sont dimensionnées.

1.3 EXIGENCES ET PRESCRIPTION

Dans les différents articles constituant NIHYCRI, on distingue les *exigences* des *prescriptions*.

NIHYCRI donne des *exigences* qui sont des termes à respecter *obligatoirement*. Les exigences de portée générale sont axées sur les types d'activités à réaliser.

NIHYCRI donne des prescriptions détaillées qui sont des guideline ou guide de bonne pratique.

Le suivi à la lettre des prescriptions n'est pas obligatoire. Elles servent de référence et de guide et sont à adapter selon le contexte réel du projet.

1.4 LIMITES DE NIHYCRI

NIHYCRI est une norme technique portant sur la protection des infrastructures hydroagricoles contre les crues et les inondations, elle ne donne aucune prescription d'ordre socio-organisationnel, environnemental et administratif. Par ailleurs, elle est limitée uniquement à ce qui est en relation directe avec la sécurité et la pérennisation des infrastructures hydroagricoles par rapport aux crues et inondations.

1.5 CLASSEMENT DES INFRASTRUCTURES HYDROAGRICOLES

Les infrastructures hydroagricoles sont classées, selon un premier niveau de classement, en fonction de leur importance du point de vue socio-économique, qui dépend de la superficie totale des parcelles de culture que le réseau domine.

Le tableau suivant montre le classement des infrastructures :

Tableau 60 : Classes des périmètres irrigués

Classes	Caractéristiques
Classe I	Superficie supérieure à 3000 Ha
Classe II	Superficie comprise entre 1000 et 3000 Ha
Classe III	Superficie comprise entre 200 et 1000 Ha
Classe IV	Superficie comprise entre 75 et 200 Ha
Classe V	Superficie inférieure à 75 Ha

Du point de vue impacts de la rupture des infrastructures clés (barrage, retenue et digue de protection) sur le milieu humain, et particulièrement, les impacts appréhendés sur la vie humaine, on considère une classe spécifique portant sur les ouvrages. Ainsi, il est attribué à chaque infrastructure (barrage, retenue et digue de protection) la sous-classe M, dans le cas où sa rupture risquerait de causer des pertes de vies humaines sur sa zone d'influence directe.

Tableau 61 : la sous-classe M

Classes	Caractéristiques
Sous-classe M	Infrastructure (barrage, retenue ou digue de protection) dont la rupture risque de causer directement des pertes de vie humaines.

D'après ce tableau, notre étude est de classe IV.

1.6 CRUE DE DIMENSIONNEMENT

Les crues de projet sont les valeurs du débit des crues de pointe utilisées pour le dimensionnement des infrastructures d'alimentation (dérivation, prise directe et retenue), protection et franchissement (supérieur ou inférieur) à la limite de leur fonctionnement optimal. Elles sont utilisées dans les calculs à l'état limite de service.

Les crues de sûreté sont les valeurs du débit de pointe constituant le maximum que les infrastructures peuvent tolérer, à la limite de leur sécurité physique. Elles sont utilisées dans les calculs à l'état limite ultime.

1.6.1 Pour quel usage ?

Pour tout nouvel aménagement, les crues de dimensionnement sont utilisées comme base de calculs des infrastructures hydroagricoles par rapport aux crues.

Pour tout projet de reconstruction / réhabilitation, les crues de dimensionnement sont utilisées pour le calcul de toutes les infrastructures à reconstruire totalement et la

vérification et évaluation des risques sur les infrastructures existantes ne respectant éventuellement pas NIHYCRI.

1.6.2 Période des crues de dimensionnement

NIHYCRI exige les périodes de retour à considérer dans le calcul des crues de projet et de sûreté pour les différentes classes, selon le tableau suivant :

Tableau 62 : Crues de projet et de Sûreté pour chaque classe

Classes	Durée de vie (ans)	Crues projet (ans)	Crues de sûreté (ans)
M			CMP
I	100	100	450
II	75	75	350
III	50	50	225
IV	20 à 30	20 à 30	90 à 135
V	10	10	45

1.6.3 Crue de sûreté ou crue de projet ?

Les crues de projet sont utilisées pour le dimensionnement dans le cas où le dépassement des crues de dimensionnement sur les infrastructures ne causerait pas la destruction de l'infrastructure. Dans le cas contraire où le dépassement des crues de dimensionnement causerait la destruction des infrastructures, les crues de sûreté sont utilisées.


Ainsi, dans tout calcul de calage hydraulique et dimensionnement par rapport à la stabilité des infrastructures, les crues de sûreté sont toujours utilisées comme crues de dimensionnement.

Les crues de projet sont utilisées pour le calage hydraulique des infrastructures pour lesquelles, les submersions temporaires causées par le dépassement des crues de dimensionnement ne causeraient aucune dégradation ou que des dégradations mineures sur les infrastructures et le périmètre irrigué.

Les crues de projet sont utilisées dans le dimensionnement des ouvrages de protection de niveau secondaire tels que les ouvrages de franchissement des eaux sauvages.

Le calcul de drainage ne mettant pas en jeu l'intégrité des infrastructures est réalisé avec les crues décennales ou les crues de projet.

Puisque notre projet est de classe IV, alors on a :

 Crue de projet : 25 ans

✚ Crue de sureté : 100 ans.

1.6.4 Méthode de calcul des crues de dimensionnement

Le tableau suivant résume les exigences minimales de NIHYCRI en matière de méthode de calcul des crues de projet et de sûreté :

Tableau 63 : Exigences en matière de procédure de calcul des crues

Classes	BV jaugées	BV non jaugées
M	Déterministe : modélisation	
I	Statistique	Déterministe : modélisation
II	Statistique	Empirique
III	Statistique	Empirique
IV	Statistique	Empirique
V	Statistique	Empirique

ANNEXE 2 : ETUDE PLUVIOMETRIQUE

2.1 PLUVIOMETRIE MOYENNE MENSUEL ET ANNUEL

Pluviométries moyennes mensuelles enregistré à la station pluviométrique d'Antsirabe pendant 30 ans.

Tableau 64 : Pluviométries moyennes mensuelles

Antsirabe	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Jul	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuelle
1973	253	285	224	159	2	15	8	12	24	15	271	233	1500,4
1974	96	139	170	302	54	48	6	5	7	177	96	243	1341,0
1975	161	328	230	48	21	5	4	1	2	81	169	277	1327,5
1976	233	313	275	71	34	18	22	39	10	66	141	400	1621,5
1977	156	381	242	53	9	1	0	20	67	81	116	107	1232,2
1978	253	176	132	61	4	13	29	0	1	27	144	134	972,6
1983	357	200	177	50	4	112	2	2	0	76	51	310	1338,5
1984	174	311	185	110	16	3	0	46	19	121	243	227	1456,6
1985	123	213	94	82	16	0	0	30	0	220	263	235	1275,2
1986	470	127	293	63	27	0	17	1	1	101	156	166	1421,0
1987	261	218	58	73	22	1	14	0	0	143	183	258	1230,6
1988	213	165	32	27	28	3	5	3	18	90	138	218	940,7
1989	156	181	133	151	6	1	3	7	47	27	136	129	974,7
1990	123	183	285	205	48	24	0	0	0	82	157	270	1377,4
1991	345	329	141	127	31	7	26	0	15	48	79	219	1367,5
1992	470	185	162	90,2	1,7	4,8	0,4	18,7	0,0	96,3	201,8	86,2	1317,8
1993	345	329	141	127,1	31,1	7,2	26,0	0,3	15,4	47,6	79,2	218,8	1367,5
1994	503	285	211	101,3	32,5	5,7	13,3	7,2	1,3	117,1	67,3	273,9	1618,4
1998	239	259	0	0,0	0,4	11,8	0,9	0,0	66,7	0,0	30,7	282,9	890,6
1999	458	123	111	23,4	11,0	0,7	0,0	0,0	19,0	0,0	94,6	84,4	924,6
2000	232	170	0	36,9	5,8	4,4	34,6	0,0	0,0	128,9	273,7	215,3	1101,4
2001	605	242	193	22,6	0,7	0,0	12,5	17,4	0,9	59,4	41,8	254,7	1450,2
2002	132	339	101	18,8	42,6	2,6	2,7	0,5	14,8	55,1	146,4	170,5	1026,2
2003	396	143	313	41,0	22,9	10,3	1,6	5,8	10,8	21,2	117,3	217,4	1299,4
2004	211	235	103	26,5	21,9	1,5	6,4	16,3	31,7	228,4	148,8	401,4	1431,9
2006	114	107	140	70,5	38,8	8,3	42,3	5,0	1,6	11,0	11,4	274,5	823,6
2007	639	178	54	46,0	52,1	0,2	2,1	0,0	1,6	55,7	167,8	235,4	1431,0
2008	225	111	113	19,7	13,1	4,4	3,4	0,0	6,0	80,8	137,4	86,6	800,6
2009	349	198	142	96,5	2,4	4,2	59,4	5,3	88,9	96,9	96,9	162,6	1302,2
2010	258,4	144	213,0	12,4	11,4	13,0	3,3	1,2	0,0	26,6	164,6	147,2	995,2
Moyenne	285,0	219,8	155,6	77,1	20,3	10,9	11,5	8,1	15,7	79,3	137,4	217,9	1238,6
Pourcentage	23%	18%	13%	6%	2%	1%	1%	1%	1%	6%	11%	18%	100%
Ecart-type	234,28												

Les étapes à suivre pour l'analyse pluviométrique sont :

2.1.1 CALCUL DE LA PLUVIOMETRIE MOYENNE

La pluviométrie moyenne est obtenue par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\sum P_i}{N}$$

Dans laquelle :

- P_i représente la pluviométrie annuelle et
- N représente le nombre d'années dont les données sont complètes ; $N = 30$

$$P_m = (1500,4 + 1341,0 + 1327,5 + 1621,5 + 1232,2 + 972,6 + 1338,5 + 1456,6 + 1275,2 + 1421,0 + 1230,6 + 940,7 + 974,7 + 1377,4 + 1367,5 + 1317,8 + 1367,5 + 1618,4 + 890,6 + 924,6 + 1101,4 + 1450,2 + 1026,2 + 1299,4 + 1431,9 + 823,6 + 1431,0 + 800,6 + 1302,2 + 995,2) / 30$$

$$P_m = 1238,6 \text{ mm}$$

2.1.2 CALCUL DE L'ECART TYPE

L'écart type est obtenu par l'expression :

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

Avec :

- σ est l'écart type et son carré est la variance
- P_i la pluviométrie annuelle, P la pluviométrie moyenne
- N le nombre d'années

Après calcul, on a trouvé la valeur de $\sigma = 234,3$

2.1.3 CALCUL DES PLUVIOMETRIES SECHES DE DIFFERENTES FREQUENCES

Les pluviométries qui nous intéressent sont les pluviométries : quinquennale sèche et décennale sèche annuelle.

La pluviométrie quinquennale sèche annuelle est obtenue par : $P_{5S} = P_m - U_{5S} \times \sigma$

La pluviométrie décennale sèche annuelle par : $P_{10S} = P_m - U_{10S} \times \sigma$

On a les valeurs de U suivantes :

Tableau 65 : Valeurs de U

Fréquence F	Quinquennale Sèche	Décennale Sèche
Valeur U	0,84	1,28

Donc:

$$P_{5S} = P_m - U_{5S} \times \sigma = 1238,6 - 0,84 \cdot 234,3 = 1041,8 \text{ mm}$$

$$P_{10S} = P_m - U_{10S} \times \sigma = 1238,6 - 1,28 \cdot 234,3 = 938,7 \text{ mm}$$

2.1.4 CALCUL DE POURCENTAGE ENTRE PLUVIOMETRIE MOYENNE MENSUEL ET LA PLUVIOMETRIE MOYENNE ANNUEL

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
Moyenne	285	220	156	77	20	11	12	8	16	79	137	218	1239
Pourcentage	23,01%	17,75%	12,56%	6,23%	1,64%	0,88%	0,93%	0,66%	1,27%	6,40%	11,09%	17,59%	100,00%

2.1.5 CALCUL DE LA PLUVIOMETRIE QUINQUENALE SECHE ANNUEL

$$P_{5SM} = \frac{P\% \cdot P_{5s}}{100}$$

P% : Pourcentage de la pluie moyenne du mois considéré.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P _{5SM}	330	255	180	89	24	13	13	9	18	92	159	252

2.2 PLUVIOMETRIE MAXIMALE JOURNALIERE

Tableau 66 : Pluviométrie maximale journalière (mm)

Antsirabe	Pmax24 (mm)
1973	49
1974	50
1975	52
1976	53
1977	57
1978	58
1983	58
1986	59
1987	62
1988	64
1989	66
1990	68
1991	68
1993	53
1994	64
1995	78
1996	77
1997	62
1998	72
1999	47
2000	50

2001	56
2002	71
2003	58
2004	69
2005	72
2006	67
2007	86

Les étapes à suivre sont les suivants :

2.2.1 CALCUL DE LA PLUVIOMETRIE MOYENNE

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

$$P_m = \frac{\sum P_i}{N}$$

Dans laquelle :

- P_i représente la pluviométrie annuelle et
- N représente le nombre d'années dont les données sont complètes ; $N = 29$

$$P_m = 62 \text{ mm}$$

2.2.2 CALCUL DE L'ECART TYPE

Il est lui aussi obtenu par la même formule déjà donnée auparavant :

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

Avec :

- σ est l'écart type et son carré est la variance
- P_i la pluviométrie annuelle, P la pluviométrie moyenne
- N le nombre d'années

Après calcul, on a trouvé la valeur de $\sigma = 10$.

2.2.3 CALCUL DE P_0

Elle est obtenue par : $P_0 = P_m - 0,45 \times \sigma$

$$P_0 = 58 \text{ mm}$$

2.2.4 CALCUL DU GRADEX A_g

Le Gradex est obtenu par l'expression : $A_g = \frac{\sigma}{1,28}$

$$A_g = 8$$

2.2.5 CALCUL DES VARIABLES U

Les variables U sont obtenus par la relation : $U_F = - \ln (- \ln F)$

Où : F correspond à la valeur de la fréquence et $F = 1-1/T$ telle que T : période de retour

Selon NIHYCRI, les périodes de retour pour les calculs des pluviométries maximales journaliers sont :

Période T	Fréquence F	U_F
25	0,96	3,20
50	0,98	3,90
100	0,990	4,60

2.2.6 LES PLUVIOMETRIES DE DIFFERENTES FREQUENCES

Ces valeurs sont obtenues en appliquant la formule suivante : $P_F = P_0 + Ag \times U_F$

Le tableau suivant donne le résumé de toutes ces étapes :

Période T	F	Moyenne (mm)	Ecart type	P0	Ag	U_F	P_F
25	0,96	62	10	58	8	3,20	82
50	0,98					3,90	87
100	0,990					4,60	93

ANNEXE 3 : ETUDE HYDROLOGIQUE

3.1 CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Les principales caractéristiques du bassin sont représentées dans le tableau suivant :

Superficie [km²]	P [km]	L [km]	Zmax [m]	Zmin [m]	Zmoy [m]	I [m/km]	Tc [h]	l [km]
46,07	32,32	12,46	2175	1707	1941	35,67	4,75	3,70

ANNEXE 4 : ESTIMATION DES APPORTS

4.1 METHODE DE STATION DE REFERENCE

$$Q_F = q_f * S$$

Avec :

- Q_F étant l'apport annuel (l/s)
- q_f le débit spécifique du bassin de référence (l/s/km²)
- S la surface du bassin versant étudiée

Les valeurs de q_f sont données dans le tableau suivant :

Débit spécifique q (l/s/km ²)	Années sèches			Médiane	Années humides		
	20	10	5		5	10	20
	11,3	12,6	14,3	18,3	23,2	26,2	29

Source : Fleuves et rivières de Madagascar Station Manandona

T (ans)	Année Sèche			Médiane	Année Humide		
	20	10	5		5	10	20
Q (l/s)	520,59	580,48	658,80	843,08	1068,82	1207,03	1336,03

4.1.1 APPORTS MOYENS MENSUELS

$$Q_m = Q_f * \frac{12}{100} * R_m$$

Coefficient de répartition d'ALDEGHERI R_m

R	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Année
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9	100
R2	17,9	18,2	20,5	8,8	4,8	3,7	3,1	2,8	2,2	2	4,4	11,6	100
R3	13,4	14,8	15,8	9,9	6,9	5,7	5,8	6	4,4	3,6	4,5	9,2	100
R4	23,8	19	17,2	6,8	3,8	2,7	2,4	2,1	1,6	1,5	3,3	15,8	100

- ✓ R1 = Bassins versants des hautes terres centrales
- ✓ R2 = Grands bassins versant du Nord-Ouest
- ✓ R3 = Bassins versants de la bordure orientale
- ✓ R4 = Bassins versants du Centre Ouest. du Sud -Ouest. et petits bassins versants du Nord-Ouest

On utilise le coefficient de répartition R1 pour trouver les apports mensuels.

Alors les valeurs des apports quinquennaux secs mensuels sont données dans le tableau suivant :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q5s (l/s)	1 336,0	1 320,2	1 351,9	766,8	450,6	324,1	292,5	268,8	205,5	189,7	379,5	1 019,8	7 905,6

4.2 METHODE CTGREF

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

Où :

- Q_F : apport moyen annuel de fréquence F en [l/s]
- B : paramètre régionalisé dépendant des rivières environnantes, pour cette étude on prend B=47
- P_F : pluviométrie moyenne annuelle de fréquence F en [mm]
- Z_m : altitude moyenne du bassin versant considérée en [m]
- S : superficie du bassin versant considérée en [km²]

Barrage	Apport moyen annuel (l/s)	Apport annuel sec (l/s)		Apport annuel humide (l/s)	
		5 ans	10 ans	5 ans	10 ans
B1	912,5	685,0	576,4	1165,3	1307,4

4.2.1 APPORTS MOYENS MENSUELS

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q5s(l/s)	1 394,2	1 377,7	1 410,7	800,2	470,2	338,2	305,2	280,5	214,5	198,0	396,0	1 064,2	8 249,8

4.3 MOYENNE DES DEUX METHODES POUR L'ANNEE QUINQUENALE SECHE

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Q5s (l/s)	1365	1349	1381	784	460	331	299	275	210	194	388	1042

ANNEXE 5 : ESTIMATION DE CRUE

5.1 METHODE DE LOUIS DURET

Estimation des débits de crues par la méthode de Louis Duret simplifiée par SOMEAH :

$$Q_F = 0,009 S^{0,5} I^{0,32} P_F^{1,39} \text{ Pour } S < 150\text{Km}^2$$

Dans laquelle :

- Q_F : débit de crue de fréquence F [m^3/s]
- I : pente du bassin versant [m/km]
- P_F : pluie maximale de 24h tombée en un point du bassin versant pour la même fréquence F [mm]
- S : superficie du bassin versant [km^2]

Barrage	S [km ²]	I [m/km]	Q5 [m ³ /s]	Q10 [m ³ /s]	Q25 [m ³ /s]	Q50 [m ³ /s]	Q100 [m ³ /s]
Barrage Tsiafakosy	46,07	35,7	69,3	77,6	96,2	96,7	105,1

ANNEXE 6 : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

Les données climatologiques suivantes sont issues de la Direction Générale de la Météorologie d'Antsirabe

6.1 TEMPERATURE

Température °C	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T°max	26,09	26,22	26,95	25,65	24,64	20,68	21,95	23,61	25,54	27,85	27,27	25,97
T°min	15,45	15,98	14,92	12,69	10,06	6,91	6,44	6,75	7,89	10,53	12,94	14,45
T°moy	20,77	21,1	20,94	19,17	17,35	13,80	14,20	15,18	16,72	19,19	20,11	20,21

6.2 HUMIDITE RELATIVE ET INSOLATION

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
H relative %	81	81	80	77	76	74	74	69	67	68	72	78
Insolation h	6,5	7,2	6,3	7,9	7,3	7,1	6,9	7,5	8,2	8,7	7,5	6,7

6.3 VITESSE DU VENT

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse vent (m/s)	1,7	1,7	1,7	1,4	1,7	1,7	2	2	2	2	1,7	1,7
Vitesse vent (km/j)	147	147	147	121	147	147	173	173	173	173	147	147

Les tableaux suivants sont tirés du logiciel CROPWAT en utilisant les données ci-dessus

Les valeurs de l'évapotranspiration sont calculées par la formule de PENMAN-MONTEITH

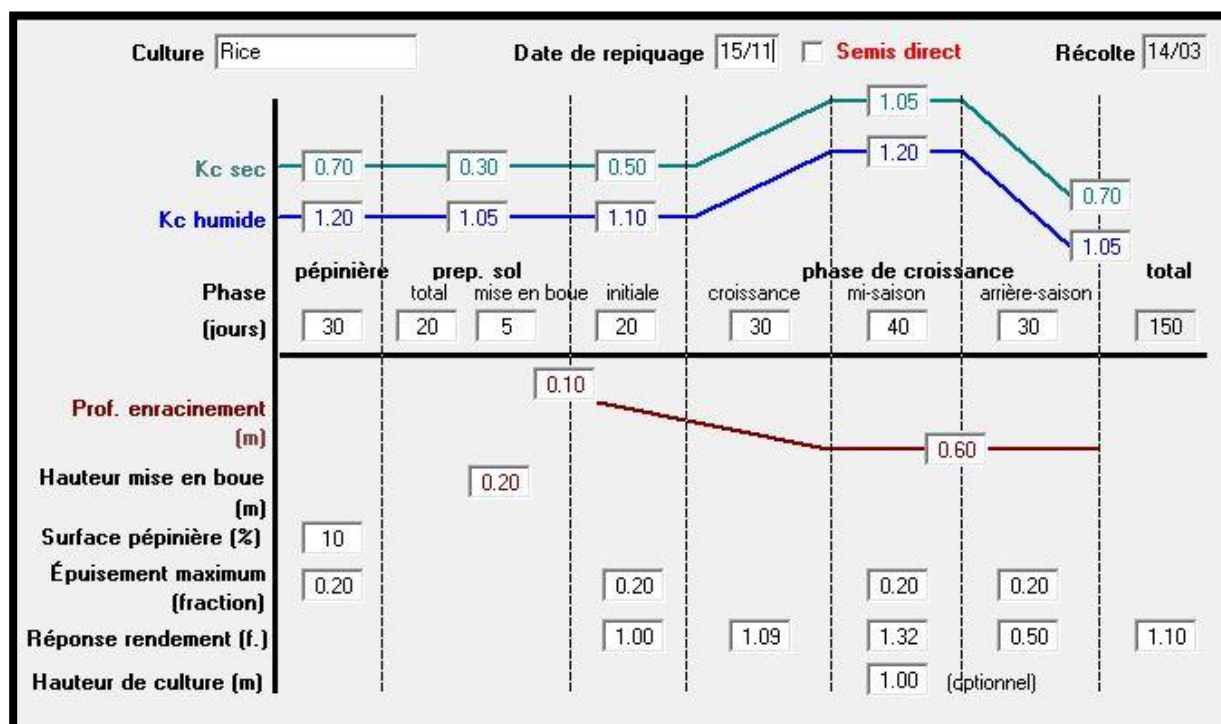
6.4 CLIMAT/EVAPOTRANSPIRATION

Pays		Madagascar		Station		Antsirabe		
Altitude	1540	m.	Latitude	19.52	°S	Longitude	47.04	°E
Mois	Temp Min	Temp Max	Humidité	Vent	Insolation	Ray.	ETo	
	°C	°C	%	km/jour	heures	MJ/m ² /jour	mm/jour	
Janvier	15.4	26.1	81	147	6.5	20.8	4.15	
Février	16.0	26.2	81	147	7.2	21.4	4.22	
Mars	14.9	26.9	80	147	6.3	18.6	3.81	
Avril	12.7	25.6	77	121	7.9	18.6	3.51	
Mai	10.1	24.6	76	147	7.3	15.5	2.96	
Juin	6.9	20.7	74	147	7.1	14.1	2.41	
Juillet	6.4	21.9	74	173	6.9	14.4	2.58	
Août	6.8	23.6	69	173	7.5	17.0	3.25	
Septembre	7.9	25.5	67	173	8.2	20.4	4.03	
Octobre	10.5	27.9	68	173	8.7	23.1	4.79	
Novembre	12.9	27.3	72	147	7.5	22.2	4.59	
Décembre	14.4	26.0	78	147	6.7	21.2	4.26	
Moyenne	11.2	25.2	75	154	7.3	18.9	3.71	

6.5 PLUIE EFFICACE

Station	Antsirabe	Méthode Précipitations eff.	Méthode USDA S.C.
		Pluie	Pluie eff.
		mm	mm
Janvier	285.0	153.5	
Février	220.0	142.6	
Mars	156.0	117.1	
Avril	77.0	67.5	
Mai	20.0	19.4	
Juin	11.0	10.8	
Juillet	12.0	11.8	
Août	8.0	7.9	
Septembre	16.0	15.6	
Octobre	79.0	69.0	
Novembre	137.0	107.0	
Décembre	218.0	142.0	
Total	1239.0	864.0	

6.7 CULTURE



6.8 SOL

Nom du sol

Données générales sur le sol

Eau disponible totale (CC - PF)	<input type="text" value="200.0"/>	mm/mètre
Taux d'infiltration maximum de l'eau de pluie	<input type="text" value="30"/>	mm/jour
Profondeur maximum d'enracinement	<input type="text" value="900"/>	centimètres
Épuisement de la teneur en eau initiale (en % TAM)	<input type="text" value="50"/>	%
Eau disponible initiale	<input type="text" value="100.0"/>	mm/mètre

Données complémentaires sur le sol pour les calculs du riz

Ressuyage (SAT - CC)	<input type="text" value="10"/>	%
Épuisement maximum pour détérioration de la semelle	<input type="text" value="0.60"/>	fraction
Taux de Percolation Maximum après mise en boue	<input type="text" value="3.1"/>	mm/jour
Disponibilité en eau à la plantation	<input type="text" value="5"/>	<input type="text" value="mm HE"/>
Hauteur d'eau maximum	<input type="text" value="120"/>	mm

6.9 BESOIN EN EAU DES CULTURES

Station ETo		Antsirabe		Culture		Rice	
Station Pluie		Antsirabe		Date de plantation		15/11	
Mois	Décade	Phase	Kc	ETc	ETc	Pluie eff.	Bes. Irr.
			coeff	mm/jour	mm/dec	mm/dec	mm/dec
Oct	2	Pépi	1.20	0.59	2.9	11.9	0.0
Oct	3	Pépi/Pré	1.13	3.04	33.5	27.7	57.3
Nov	1	Pépi/Pré	1.06	4.96	49.6	31.5	88.1
Nov	2	Init	1.09	4.98	49.8	35.8	14.1
Nov	3	Init	1.10	4.92	49.2	39.6	9.6
Déc	1	Crois	1.10	4.83	48.3	44.2	4.1
Déc	2	Crois	1.13	4.80	48.0	48.4	0.0
Déc	3	Crois	1.15	4.86	53.5	49.3	4.2
Jan	1	Mi-sais	1.17	4.90	49.0	50.6	0.0
Jan	2	Mi-sais	1.17	4.86	48.6	52.2	0.0
Jan	3	Mi-sais	1.17	4.88	53.7	50.7	3.1
Fév	1	Mi-sais	1.17	4.91	49.1	49.2	0.0
Fév	2	Arr-sais	1.15	4.86	48.6	48.2	0.5
Fév	3	Arr-sais	1.11	4.53	36.2	45.1	0.0
Mar	1	Arr-sais	1.07	4.21	42.1	42.6	0.0
Mar	2	Arr-sais	1.03	3.93	15.7	16.0	0.0
					677.8	642.9	180.9

Station ETo		Antsirabe		Culture		Rice	
Station Pluie		Antsirabe		Date de plantation		15/05	
Mois	Décade	Phase	Kc	ETc	ETc	Pluie eff.	Bes. Irr.
			coeff	mm/jour	mm/dec	mm/dec	mm/dec
Avr	2	Pépi	1.20	0.42	2.5	13.5	0.0
Avr	3	Pépi/Pré	1.12	2.28	22.8	17.1	56.9
Mai	1	Pépi/Pré	1.06	3.34	33.4	10.6	92.9
Mai	2	Init	1.09	3.21	32.1	4.6	85.0
Mai	3	Init	1.10	3.05	33.6	4.3	29.3
Jui	1	Crois	1.11	2.88	28.8	4.3	24.6
Jui	2	Crois	1.15	2.78	27.8	3.2	24.6
Jui	3	Crois	1.19	2.95	29.5	3.4	26.1
Jui	1	Mi-sais	1.23	3.10	31.0	3.9	27.0
Jui	2	Mi-sais	1.23	3.17	31.7	4.1	27.6
Jui	3	Mi-sais	1.23	3.44	37.9	3.6	34.2
Aoû	1	Mi-sais	1.23	3.71	37.1	2.7	34.4
Aoû	2	Arr-sais	1.21	3.93	39.3	2.1	37.2
Aoû	3	Arr-sais	1.16	4.07	44.8	3.2	41.6
Sep	1	Arr-sais	1.11	4.19	41.9	2.9	39.0
Sep	2	Arr-sais	1.08	4.37	4.4	0.3	4.4
					478.6	83.9	584.6

ANNEXE 7 : PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT DU PERIMETRE

7.1 DIMENSIONS DES RESEAUX D'IRRIGATIONS EXISTANTS

7.1.1 Prise principale

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

$$S = \left(\frac{Q_n}{\mu * \sqrt{2g\Delta H}} \right)$$

	$Q_n(\text{m}^3/\text{s})$	$\Delta H(\text{m})$	μ	g	π	$S(\text{m}^2)$	$\Phi_{\text{prise}}(\text{m})$	$R(\text{m})$
Prise RG	0,236	0,03	0,62	9,81	3,14	0,50	0,80	0,40

7.1.2 Avant canal

Canal maçonné – section rectangulaire

K = 45		m = 0		I = 0,002							
$Q_n(\text{m}^3/\text{s})$	b (m)	h (m)	S (m ²)	P (m)	Rh (m)	$Q_c(\text{m}^3/\text{s})$	$\Delta Q/Q(\%)$	h/2 (m)	V (m/s)		
0,236	0,90	0,38	0,34	1,65	0,20	0,236	0%	0,19	0,70		

7.1.3 Canal principal

Formule de Manning-Strickler $Q = K * S * R^{2/3} * I^{1/2}$

Canal en terre – section trapézoïdale

K = 30 m = 1

Canal principal rive gauche

Troncons	Q en tete(m3/s)	I (m/m)	b (m)	h (m)	S (m ²)	P (m)	Rh (m)	$Q_c(\text{m}^3/\text{s})$	$\Delta Q/Q(\%)$	h/2 (m)	V (m/s)
1	0,176	0,002	0,9	0,31	0,37	1,77	0,21	0,175	0%	0,15	0,47
2	0,143	0,001	0,9	0,33	0,41	1,84	0,22	0,143	0%	0,17	0,35
3	0,121	0,001	0,7	0,34	0,36	1,67	0,21	0,121	1%	0,17	0,34
4	0,085	0,001	0,6	0,30	0,27	1,46	0,19	0,085	0%	0,15	0,31
5	0,067	0,002	0,6	0,22	0,18	1,21	0,15	0,066	1%	0,11	0,37
6	0,022	0,003	0,3	0,15	0,07	0,71	0,09	0,022	1%	0,07	0,33
7	0,008	0,005	0,3	0,07	0,03	0,50	0,05	0,008	4%	0,04	0,30

Canal principal rive droite

Troncons	$Q_n(\text{m}^3/\text{s})$	I (m/m)	b (m)	h (m)	S (m ²)	P (m)	Rh (m)	$Q_c(\text{m}^3/\text{s})$	$\Delta Q/Q(\%)$	h/2 (m)	V (m/s)
1	0,060	0,002	0,5	0,23	0,16	1,14	0,14	0,060	0%	0,11	0,37
2	0,037	0,002	0,4	0,19	0,11	0,94	0,12	0,037	0%	0,10	0,33
3	0,02	0,003	0,4	0,11	0,05	0,70	0,1	0,016	1%	0,05	0,30

7.1.4 Bâche métallique

K =	80	m =	0	I =	0,002				
Qn (m³/s)	b (m)	h (m)	S (m²)	P (m)	Rh (m)	Qc (m³/s)	ΔQ/Q (%)	h/2 (m)	V (m/s)
0,060	0,50	0,16	0,08	0,82	0,10	0,060	0,5%	0,08	0,76

6.1.5 Bâche en béton armé à Anivorano

K =	60	m =	0	I =	0,0008				
Qn (m³/s)	b (m)	h (m)	S (m²)	P (m)	Rh (m)	Qc (m³/s)	ΔQ/Q (%)	h/2 (m)	V (m/s)
0,176	0,90	0,34	0,31	1,59	0,19	0,176	0,4%	0,17	0,57

7.2 LE BARRAGE TSIAFAKOSY

7.2.1 STABILITE DE L'ANCIEN BARRAGE

Débit (m ³ /s)	105,1	Masse vol barrage	2 500
Longueur seuil (m)	6,5	Mas vol sédiments	1 600
Lame d'eau (m)	2,9	Hauteur de sédiments	0,25
Hauteur seuil (m)	1,2	Angle Frott interne (°)	25
Largeur crête (m)	0,5	Largeur fondation	1,70
Talus paroi aval	1,0		
Base (m)	1,70		
Pesanteur (m/s ²)	9,81		

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à O (m)		MOMENTS % à O (kg.m)	
Poids du barrage		Poids du barrage		Poids du barrage	
W1 (massif)	1 500	dW1	1,45	MW1	2 175
W2 (massif)	1 800	dW2	0,80	MW2	1 440
Total W	3 300			Total M(W)	3 615
Poussée de l'eau		Poussée de l'eau		Poussée de l'eau	
P1 (lame d'eau)	3 492	dP1	0,60	MP1	2 095
P2 (réservoir eau)	720	dP2	0,40	MP2	288
Poussée de sédiments		Poussée de sédiments		Poussée de sédiments	
Ps	20	dPs	0,08	MPs	2
Total P	4 232			Total M(P)	2 385

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à G (m)		MOMENTS % à G (kg.m)	
Poids du barrage		Poids du barrage		Poids du barrage	
W1 (massif)	1 500	dW1	0,60	MW1	900
W2 (massif)	1 800	dW2	-0,05	MW2	-90

Total W	3 300			Total M(W)	810
Poussée de l'eau		Poussée de l'eau		Poussée de l'eau	
P1 (lame d'eau)	3 492	dP1	-0,60	MP1	-2 095
P2 (réservoir eau)	720	dP2	-0,40	MP2	-288
Poussée de sédiments		Poussée de sédiments		Poussée de sédiments	
Ps	20	dPs	-0,08	MPs	-2
Total P	4 232			Total M(P)	-2 385

Surcharge	
Sc radier amont	0
Sc crête	1 455
Sc radier aval	0
Sc parafouille aval	0
Total Sc	1 455

7.2.2 REGLE DU TIERS CENTRAL

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

$$e = \left(\frac{\sigma_{max} \times b - N}{6N}\right) \times b$$

B/6 (m)	0,28333
e (m)	0,48

Alors on trouve que $e > B/6$, donc la règle du tiers centrale n'est pas vérifiée.

7.3 STABILITE DU NOUVEAU BARRAGE

Débit (m ³ /s)	105,1	Masse vol barrage	2 500
Longueur seuil (m)	6,5	Mas vol sédiments	1 600
Lame d'eau (m)	2,9	Hauteur de sédiments	0,25
Hauteur seuil (m)	1,2	Angle Frott interne (°)	25
Largeur crête (m)	1,0	Largeur fondation	2,80
Talus paroi aval	1,5		
Base (m)	2,8		
Pesanteur (m/s ²)	9,8		

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à O (m)		MOMENTS % à O (kg.m)	
Poids du barrage		Poids du barrage		Poids du barrage	
W1 (massif)	3 000	dW1	2,30	MW1	6 900
W2 (massif)	2 700	dW2	1,20	MW2	3 240
Total W	5 700			Total M(W)	10 140

Poussée de l'eau		Poussée de l'eau		Poussée de l'eau	
P1 (lame d'eau)	3 492	dP1	0,60	MP1	2 095
P2 (réservoir eau)	720	dP2	0,40	MP2	288
Poussée de sédiments		Poussée de sédiments		Poussée de sédiments	
Ps	20	dPs	0,08	MPs	2
Total P	4 232			Total M(P)	2 385

FORCES (kg)		BRAS DE LEVIER % à G (m)		MOMENTS % à G (kg.m)	
Poids du barrage		Poids du barrage		Poids du barrage	
W1 (massif)	3 000	dW1	0,90	MW1	2 700
W2 (massif)	2 700	dW2	-0,20	MW2	-540
Total W	5 700			Total M(W)	2 160
Poussée de l'eau		Poussée de l'eau		Poussée de l'eau	
P1 (lame d'eau)	3 492	dP1	-0,60	MP1	-2 095
P2 (réservoir eau)	720	dP2	-0,40	MP2	-288
Poussée de sédiments		Poussée de sédiments		Poussée de sédiments	
Ps	20	dPs	0,00	MPs	-2
Total P	4 232			Total M(P)	-2 385

Surcharge	
Sc radier amont	0
Sc crête	2910
Sc radier aval	0
Sc parafouille aval	0
Total Sc	2910

7.3.1 STABILITE AU GLISSEMENT

$$K_g = \frac{W}{P} (tg \varphi)$$

$$K_g = \frac{5700}{4232} (0,75) = 1,01$$

$$K_g = 1,01 > 1$$

Donc l'ouvrage est stable par rapport au glissement.

7.3.2 STABILITE AU RENVERSEMENT

$$K_r = \frac{\Sigma Ms}{\Sigma Mr}$$

$$K_r = \frac{10140}{2385} = 4,25$$

$$K_r = 4,25 \geq 1,5$$

Donc l'ouvrage est stable par rapport au renversement.

7.3.3 STABILITE ELASTIQUE

$$\sigma_{max;min} = \frac{N}{S} \pm \frac{6.M}{B^2} < \sigma_{adm}$$

Pour le nouveau barrage, le résultat est donné dans le tableau suivant :

- $\sigma_{max} = 2,21 \text{ T/m}^2$
- $\sigma_{min} = 1,86 \text{ T/m}^2$

$$\sigma_{min} = 1,86 \text{ T/m}^2 < \sigma_{max} = 2,21 \text{ T/m}^2 < \sigma_{adm} = 100 \text{ à } 150 \text{ T/m}^2$$

Alors la stabilité élastique est vérifiée.

7.4 CALAGE HYDRAULIQUE DE CHAQUE VARIANTE

En effectuant le calage hydraulique, on peut trouver les hauteurs d'eau h dans chaque canal en procédant le calage à partir de la formule de Manning-Strickler (MS) :

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

Avec,

- Q : débit nominal du canal en m^3/s
- S : section mouillée du canal en m^2 ; $S = h (b + mh)$
- R : rayon hydraulique du canal ; $R = \frac{S}{P}$
- P : périmètre mouillé ;
- I : pente du canal en m/m ;
- K : coefficient de rugosité ou coefficient de STRICKLER ;
- m : fruit du talus $m=1/\text{tg } \alpha$.

➤ VARIANTE 1 : bête en béton armé au PM 1690

K =	60	m =	0	I =	0,0006				
Qn (m^3/s)	b (m)	h (m)	S (m^2)	P (m)	Rh (m)	Qc (m^3/s)	$\Delta Q/Q$ (%)	h/2 (m)	V (m/s)
0,176	0,80	0,43	0,34	1,66	0,21	0,176	0,2%	0,21	0,51

➤ VARIANTE 2 : bête en béton armé au PM 2110

K =	60	m =	0	I =	0,0005				
Qn (m^3/s)	b (m)	h (m)	S (m^2)	P (m)	Rh (m)	Qc (m^3/s)	$\Delta Q/Q$ (%)	h/2 (m)	V (m/s)
0,176	0,90	0,41	0,37	1,72	0,21	0,177	0,5%	0,20	0,48

ANNEXE 8 : ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE

8.1 LES CHARGES D'EXPLOITATION

Matériels agricoles			
Désignation	Quantités/demi jour/ha	P.U/demi jour/ha	Coûts/ha
Charettes	7	7000	49 000
Charrues	12	7000	84 000
Herses	12	7000	84 000
Houes rotatives	11	3000	33 000
Batteuses	2	2000	4 000
Pulvérisateurs	1	2000	2 000
TOTAL			256 000
Intrants			
Désignation	Quantités/ha	P.U	Coûts/ha
Semence de riz (kg)	75	500	37 500
Semence de Manioc (kg)	60	300	18 000
Engrais NPK [kg/ha]	70	3 000	210 000
TOTAL			265 500
Main d'œuvre			
Désignation	Quantités	P.U	Coûts/ha
Pépinières (h/j)	8	2 500	20 000
Curage (h/j)	3	2 500	7 500
Mise en eau (h/j)	2	2 500	5 000
Finition labour (h/j)	6	2 500	15 000
Nivellement (h/j)	4	2 500	10 000
Repiquage (h/j)	20	2 500	50 000
Désherbage (h/j)	8	2 500	20 000
Sarclage (h/j)	10	2 500	25 000
Récolte (h/j)	8	2 500	20 000
Mise en bottes et transport (h/j)	24	2 500	60 000
Battage et séchage (h/j)	8	2 500	20 000
Vannage et stockage (h/j)	10	2 500	25 000
Total			277 500
COÛT TOTAL			799 000

8.2 BORDERAUX DETAILS ESTIMATIFS DES DEUX VARIANTES

8.2.1 VARIANTE 1

	DESIGNATIONS	UTE	QTE	PU	MONTANT (Ar)
INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
CHANTIER	Installation de chantier	fft	1,00	1 200 000,00	1 200 000,00
	Repli de chantier	fft	1,00	1 000 000,00	1 000 000,00
Total installation et repli de chantier					2 200 000,00
BARRAGE					
BARRAGE	Batardeau provisoire	fft	1,00	200 000,00	200 000,00
	Béton dosé à 300 [kg/m3]	m3	2,90	238 000,00	690 200,00
	Acier pour armatures	kg	30,00	3 284,00	98 520,00
	Coffrage en bois	m2	9,60	5 000,00	48 000,00
	Trou d'ancrage	fft	2,00	5 000,00	10 000,00
	Chape au mortier de ciment dosé à 400Kg/m3	m2	9,60	9 000,00	86 400,00
Total barrage					1 133 120,00
BACHE METALLIQUE					
BACHE METALLIQUE	Echafaudage	UTE	1,00	300 000,00	300 000,00
	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	0,10	268 000,00	26 800,00
	barres métalliques	m	36,30	4 000,00	145 200,00
	Soudures	UTE	10,00	15 000,00	150 000,00
Total bâche métallique					622 000,00
SCENARIO 1 : BACHE AU PM 1690					
Bâche de L=110m	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	31,68	268 000,00	8 490 240,00
	Coffrage	m2	339,00	5 000,00	1 695 000,00
	Entretoise	m3	0,90	268 000,00	241 200,00
Poteaux	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	105,00	268 000,00	28 140 000,00
	Coffrage	m2	105,00	5 000,00	525 000,00
	Remblai compacté	m3	62,55	9 000,00	562 917,60
Semelles	Fouille	m3	97,89	3 000,00	293 668,20
	Pieux	UTE	66,00	5 000,00	330 000,00
	Enrochement	m3	13,74	20 000,00	274 890,00
	BP dosé à 150 [kg/m3]	m3	3,93	148 000,00	581 196,00
	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	13,74	268 000,00	3 683 526,00
	Coffrage	m2	41,80	5 000,00	209 000,00
Protection des berges	Fouille gabion	m3	34,00	3 000,00	102 000,00
	Gabions semelle	m3	34,00	25 000,00	850 000,00
	Gabions cage	m3	34,00	25 000,00	850 000,00
	Remblai compacté	m3	59,50	9 000,00	535 500,00
Total bâche au PM 1690					47 986 137,80
CANAL PRINCIPAL					
CP	Deblai	m3	1765,42	3 000,00	5 296 260,00
	Remblai	m3	309,78	9 000,00	2 788 020,00
	Perré maçonné	m3	66,58	25 000,00	1 664 600,00
Total canal principal					9 748 880,00
AVANT CANAL					
AVC	Dessablage	m3	63,05	3 000,00	189 135,00
Total avant canal					189 135,00
ACTION ENVIRONNEMENTALE					
AE	Sensibilisation	Jour	60,00	40 000,00	2 400 000,00
Total action environnementale					2 400 000,00
COUT TOTAL OUVRAGES					64 279 273
INSTALLATION ET REPLI 15%					9 641 891
TOTAL HTVA					73 921 164
TVA 20%					14 784 233
TTC					88 705 396

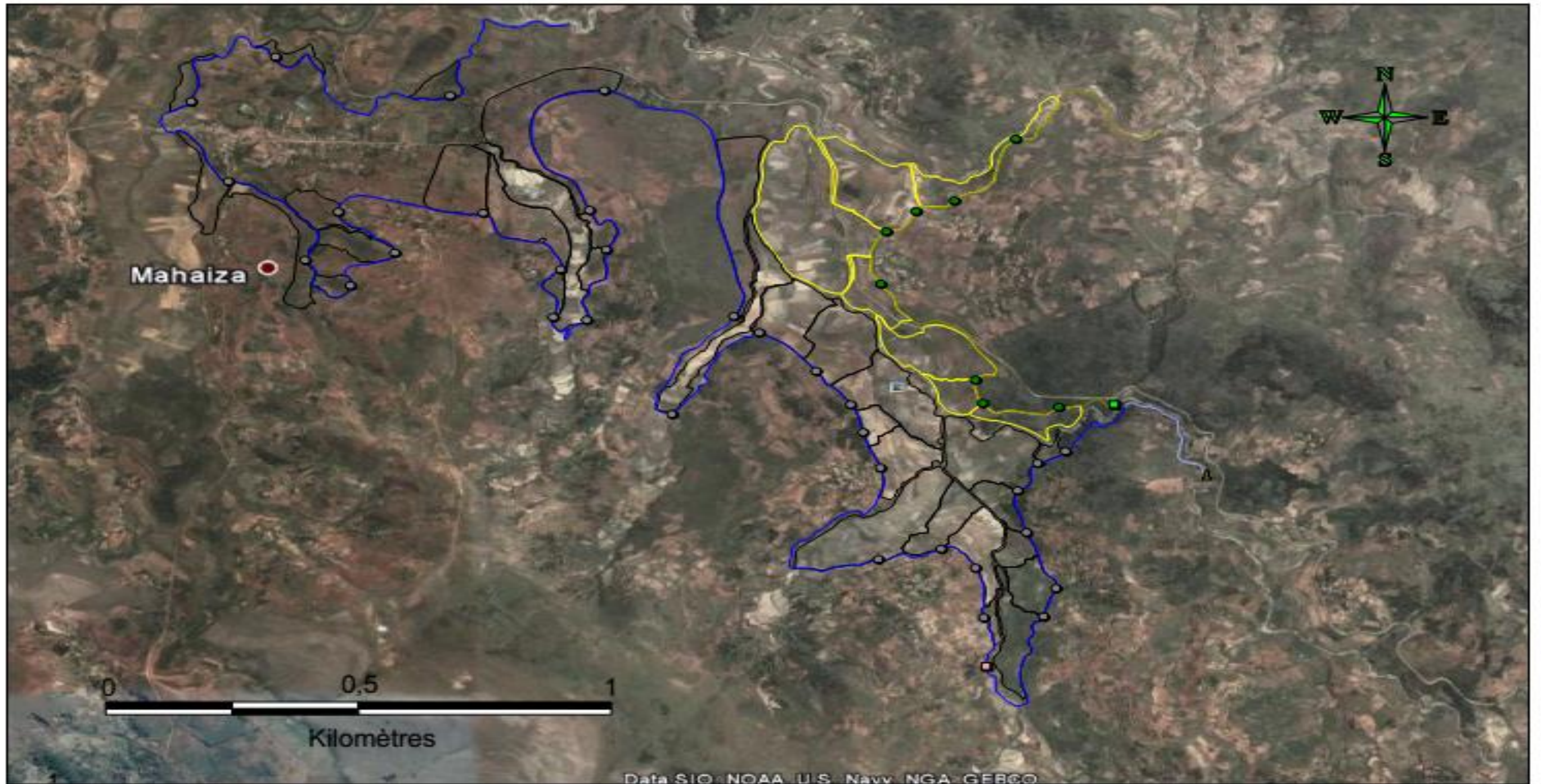
8.2.2 VARIANTE 2

	DESIGNATIONS	UTE	QTE	PU	MONTANT (Ar)
INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
CHANTIER	Installation de chantier	fft	1,00	1 200 000,00	1 200 000,00
	Repli de chantier	fft	1,00	1 000 000,00	1 000 000,00
Total installation et repli de chantier					2 200 000,00
BARRAGE					
BARRAGE	Batardeau provisoire	fft	1,00	200 000,00	200 000,00
	Béton dosé à 300 [kg/m3]	m3	2,90	238 000,00	690 200,00
	Acier pour armatures	kg	30,00	3 284,00	98 520,00
	Coffrage	m2	9,60	5 000,00	48 000,00
	cannes d'ancrage	kg	2,00	5 000,00	10 000,00
	chape	m2	9,60	9 000,00	86 400,00
Total barrage					1 133 120,00
BACHE METALLIQUE					
BACHE METALLIQUE	Echafaudage	UTE	1,00	300 000,00	300 000,00
	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	0,10	268 000,00	26 800,00
	barres métalliques	m	36,30	4 000,00	145 200,00
	Soudures	UTE	10,00	15 000,00	150 000,00
Total bache métallique					622 000,00
SCENARIO 2 : BACHE AU PM 2110 (BACHE MATILAVA)					
Bâche de L=36m	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	9,36	268 000,00	2 508 480,00
	Coffrage	m2	104,40	5 000,00	522 000,00
	Entretoise	m3	0,37	268 000,00	100 232,00
Poteaux	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	16,00	268 000,00	4 288 000,00
	Coffrage	m2	16,00	5 000,00	80 000,00
	Remblai compacté	m3	61,13	9 000,00	550 206,00
Semelles	Fouille	m3	133,31	3 000,00	399 924,00
	Pieux	UTE	30,00	5 000,00	150 000,00
	Enrochement	m3	4,83	20 000,00	96 600,00
	BP dosé à 250 [kg/m3]	m3	1,38	205 000,00	282 900,00
	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	4,83	268 000,00	1 294 440,00
Protection ouvrage	Coffrage	m2	13,60	5 000,00	68 000,00
	Fouille gabion	m3	36,00	3 000,00	108 000,00
	Gabions semelle	m3	36,00	25 000,00	900 000,00
	Gabions cage	m3	36,00	25 000,00	900 000,00
Epis de pieux	m3	156,33	5 000,00	781 660,00	
Total bache au PM 2110 (Bache Matilava)					13 030 442,00
CANAL PRINCIPAL					
CP	Deblai	m3	2067,54	3 000,00	6 202 620,00
	Remblai	m3	309,78	9 000,00	2 788 020,00
	Perré maçonné	m3	66,58	25 000,00	1 664 600,00
Total canal principal					10 655 240,00
AVANT CANAL					
AVC	Dessablage	m3	63,05	3 000,00	189 135,00
Total avant canal					189 135,00
BACHE ANIVORANO					
BACHE	Dessablage	m3	6,75	5 000,00	33 750,00
Total bache anivorano					33 750,00
ACTION ENVIRONNEMENTALE					
AE	Sensibilisation	Jour	60,00	40 000,00	2 400 000,00
Total action environnementale					2 400 000,00
COÛT TOTAL OUVRAGES					30 263 687
INSTALLATION ET REPLI 15%					4 539 553
TOTAL HTVA					34 803 240
TVA 20%					6 960 648
TTC					41 763 888

ANNEXE 9 : PLANS

- PLAN DE MASSE DU PERIMETRE
- VUE EN PLAN ET VUE EN AMONT DU BARRAGE
- PROFIL DU NOUVEAU BARRAGE
- COUPE LONGITUDINALE DE LA BACHE METTALIQUE
- VUE EN PLAN DE LA BACHE EN B.A AU PM 1690 ET PROTECTION OUVRAGE
- COUPE LONGITUDINALE DE LA BACHE EN B.A AU PM 1690
- COUPE LONGITUDINALE A L'ENTREE DE LA BACHE EN B.A AU PM 1690
- COUPE TRANSVERSALE DE LA BACHE AU PM 1690
- VUE EN PLAN DE LA BACHE EN B.A AU PM 2110 ET PROTECTION OUVRAGE
- COUPE LONGITUDINALE DE LA BACHE EN B.A AU PM 2110
- COUPE TRANSVERSALE DE LA BACHE AU PM 2110

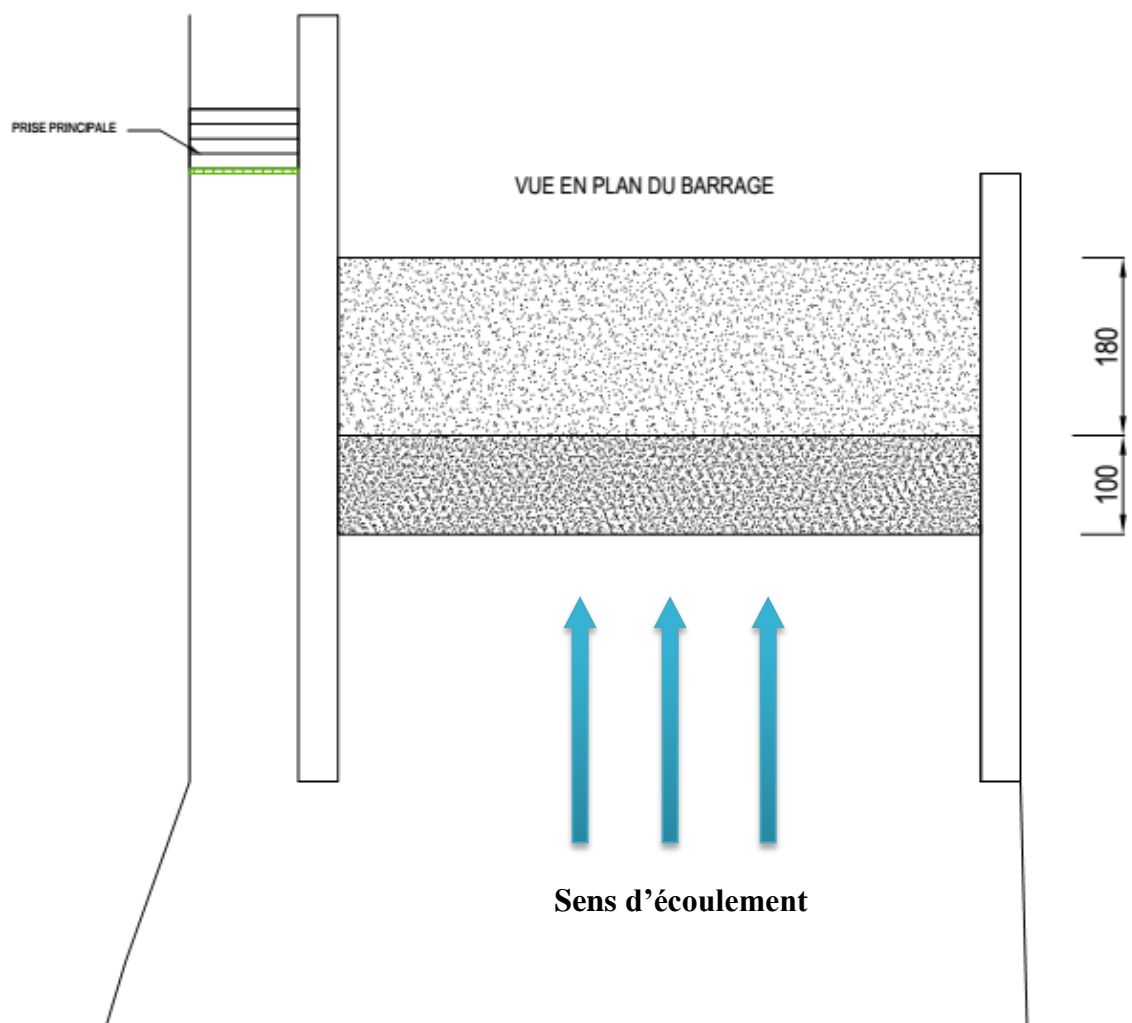
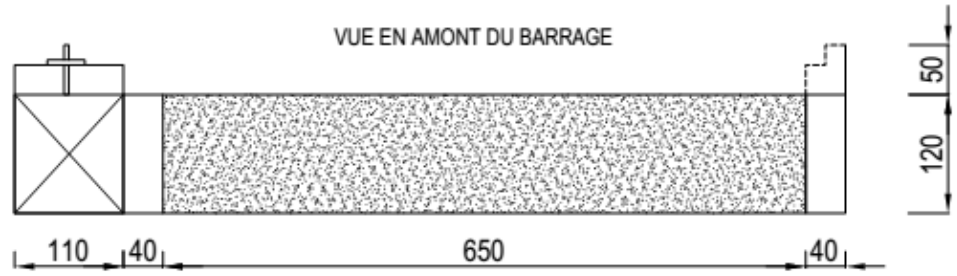
PLAN DE MASSE DU PERIMETRE



Data SIO NOAA U.S. Navy NGA GEBCO

Légende

- | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> Barrage Avant canal Canal Principal RG Canal Principal RD | <ul style="list-style-type: none"> Bâche Matilava Bâche métallique Prises Parcellaires RG Prises Parcellaires RD | <ul style="list-style-type: none"> Périmètres irrigués RD Périmètres irrigués RG |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

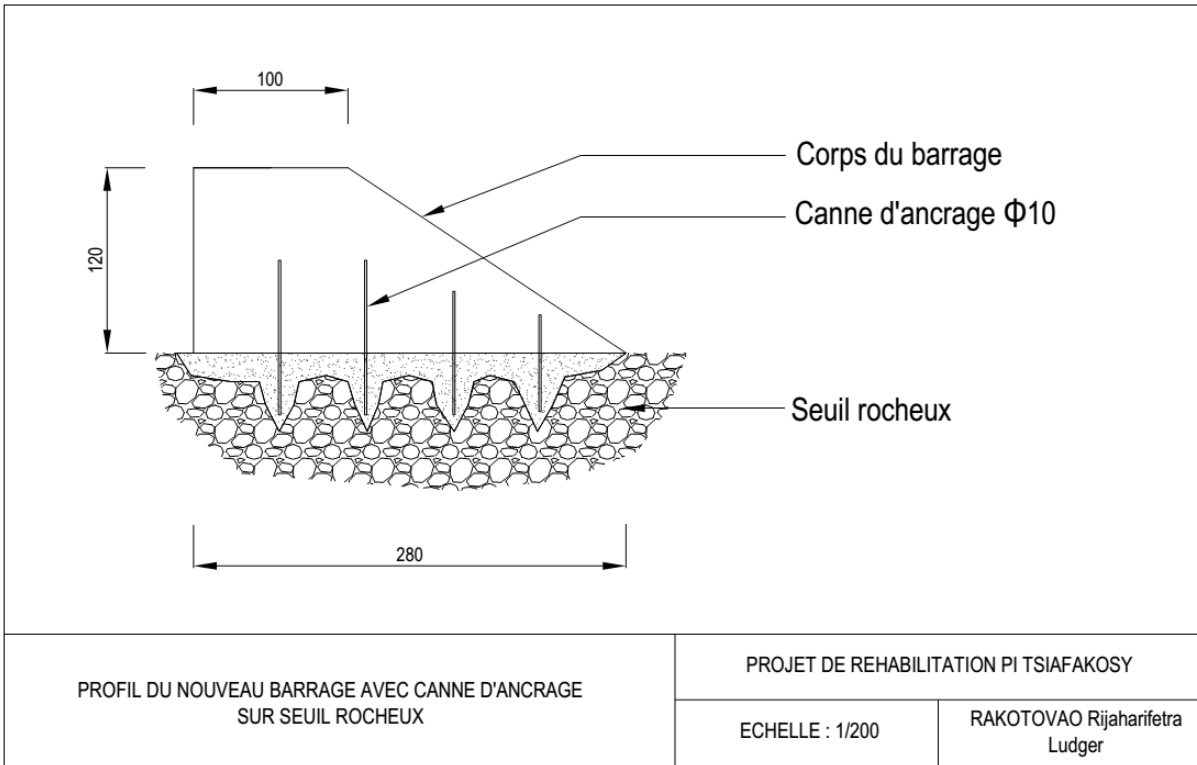


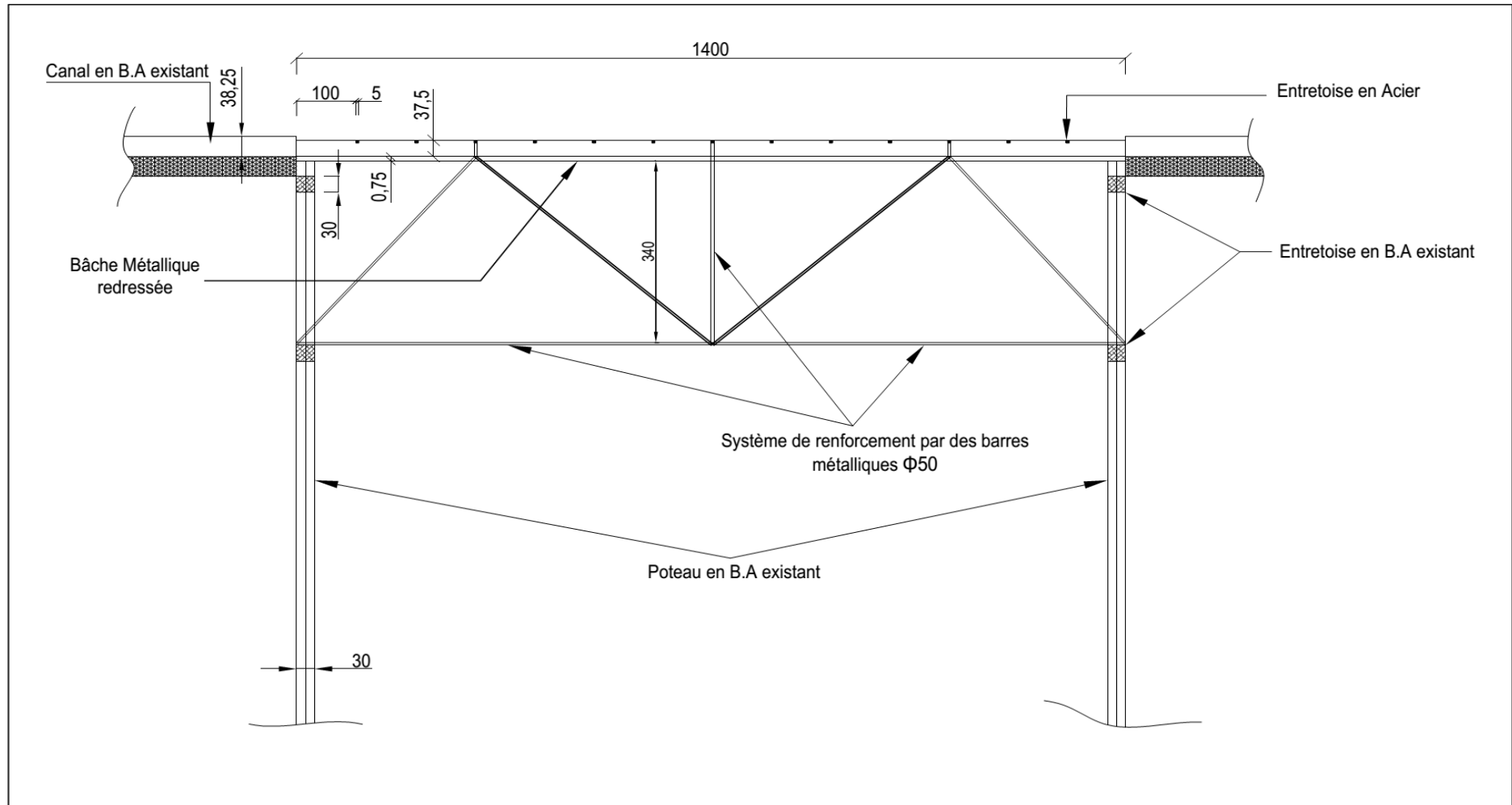
VUE EN PLAN ET VUE EN AMONT DU BARRAGE

PROJET DE REHABILITATION PI TSIYAKOSY

ECHELLE : 1/200

RAKOTOVAO Riharifetra Ludger



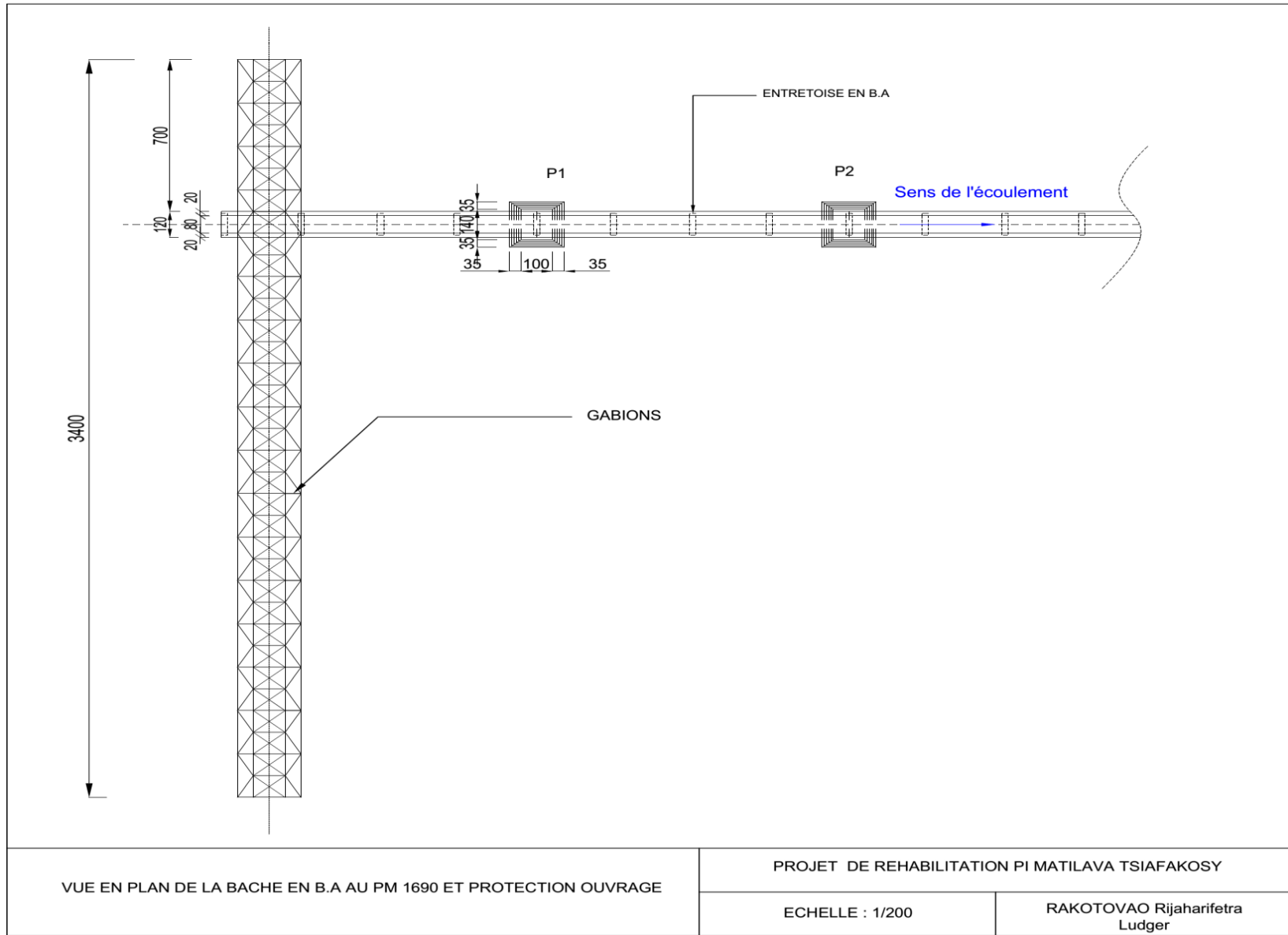


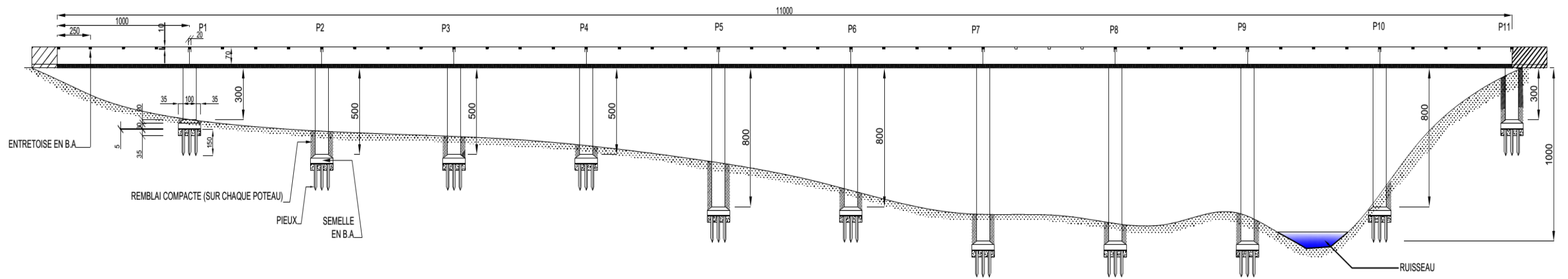
COUPE LONGITUDINALE DE LA BACHE
METALLIQUE

PROJET DE REHABILITATION PI TSIAFAKOSY

ECHELLE : 1/100

RAKOTOVAO Riharifetra
Ludger



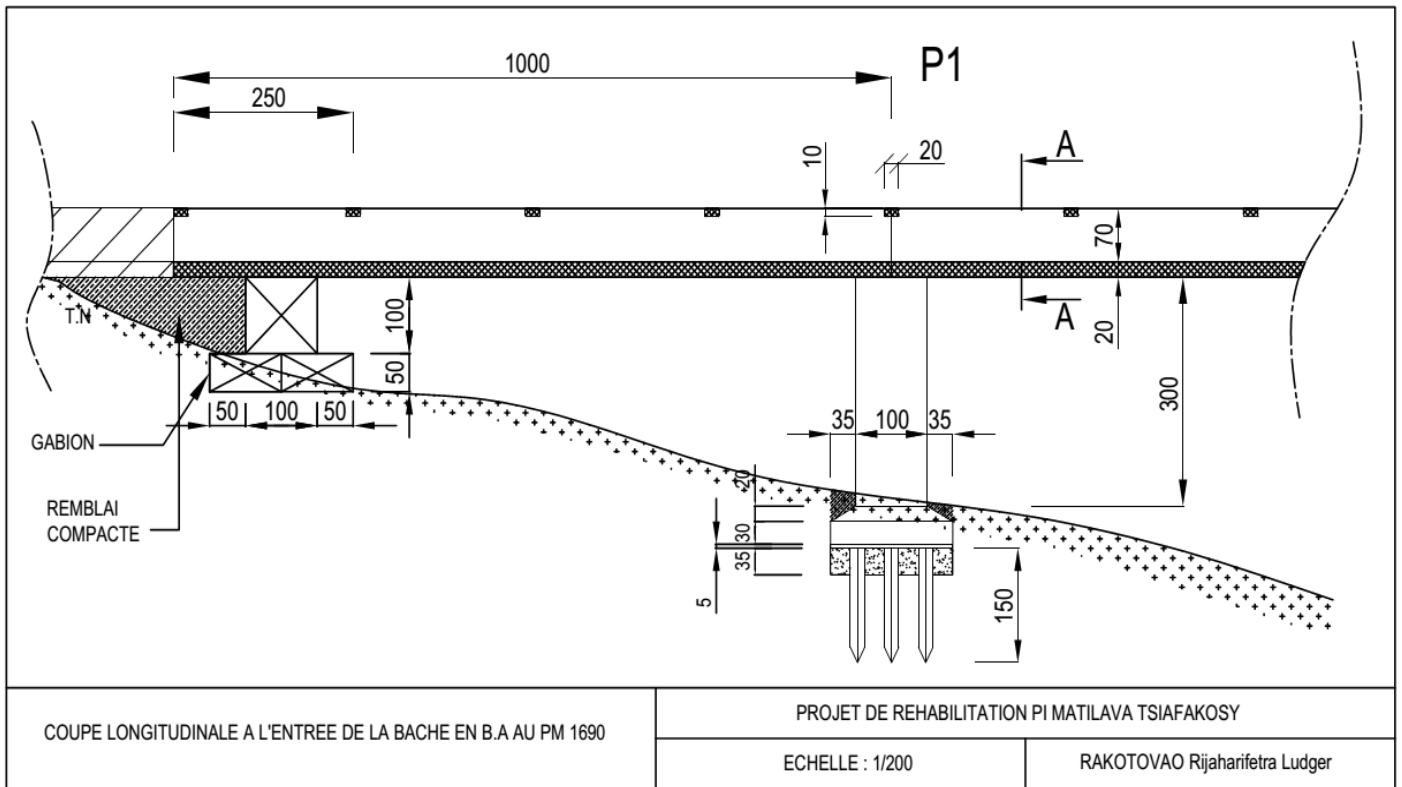


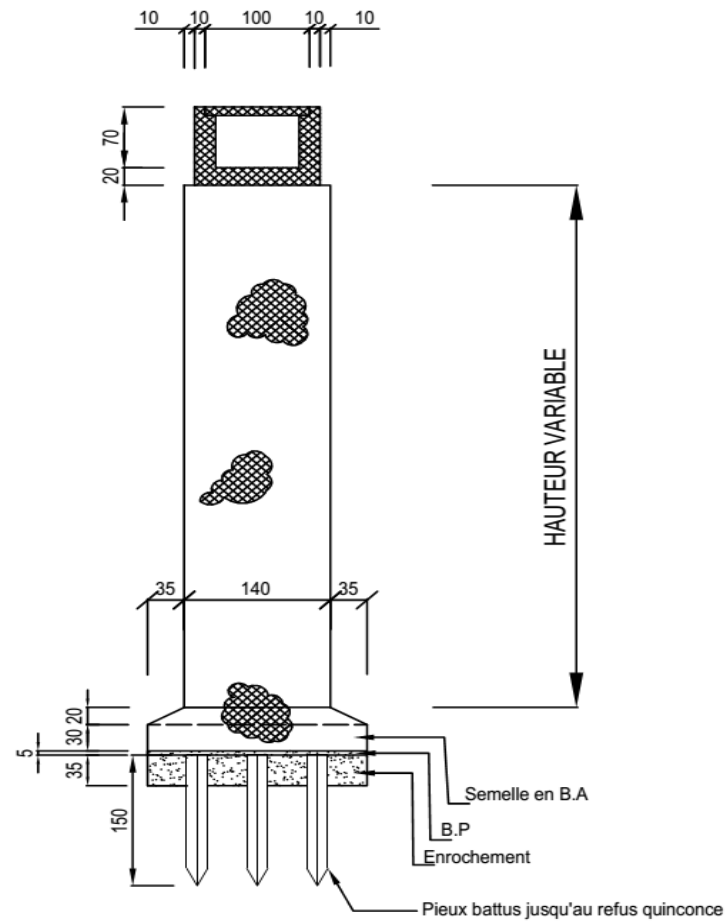
COUPE LONGITUDINALE DE LA BACHE EN B.A AU PM 1690

PROJET DE REHABILITATION PI MATILAVA TSIAFAKOSY

ECHELLE : 1/100

RAKOTOVAO Rijaharifetra Ludger



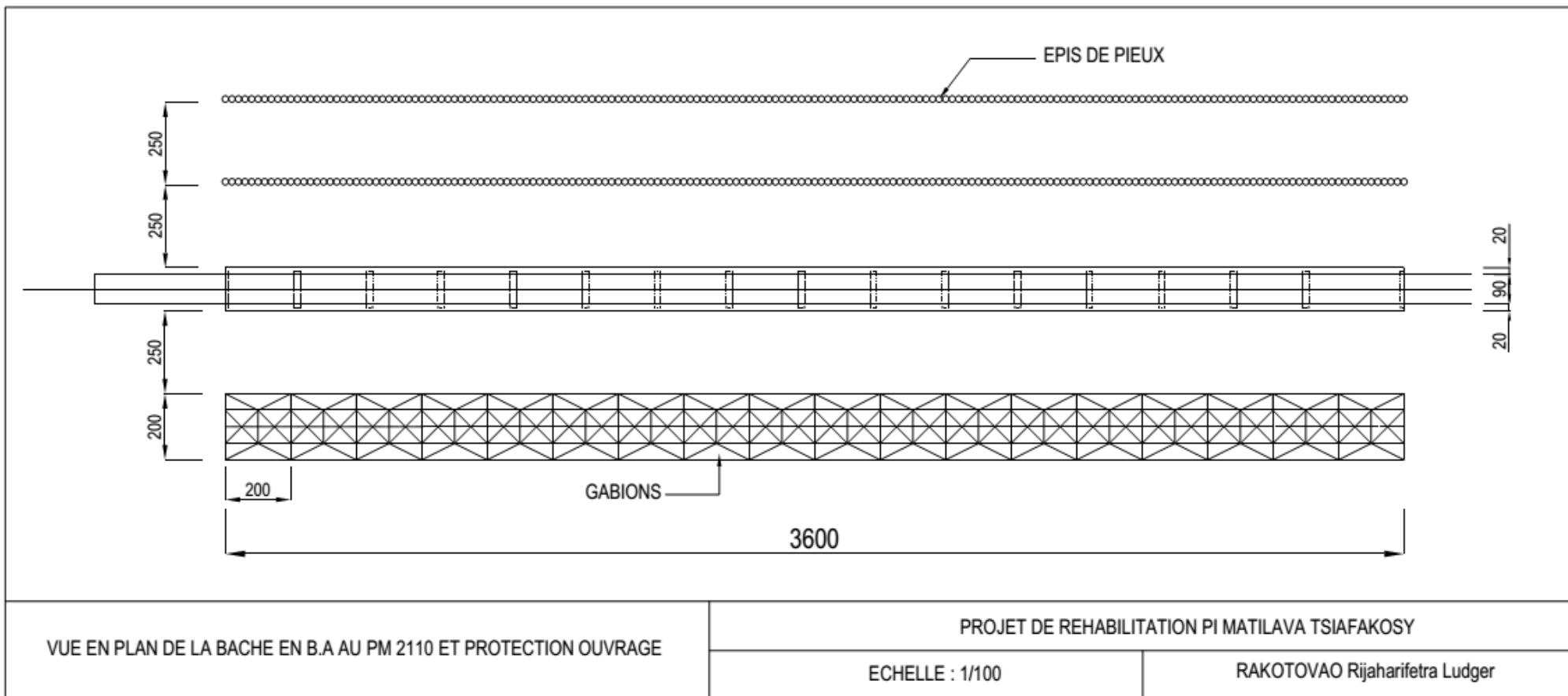


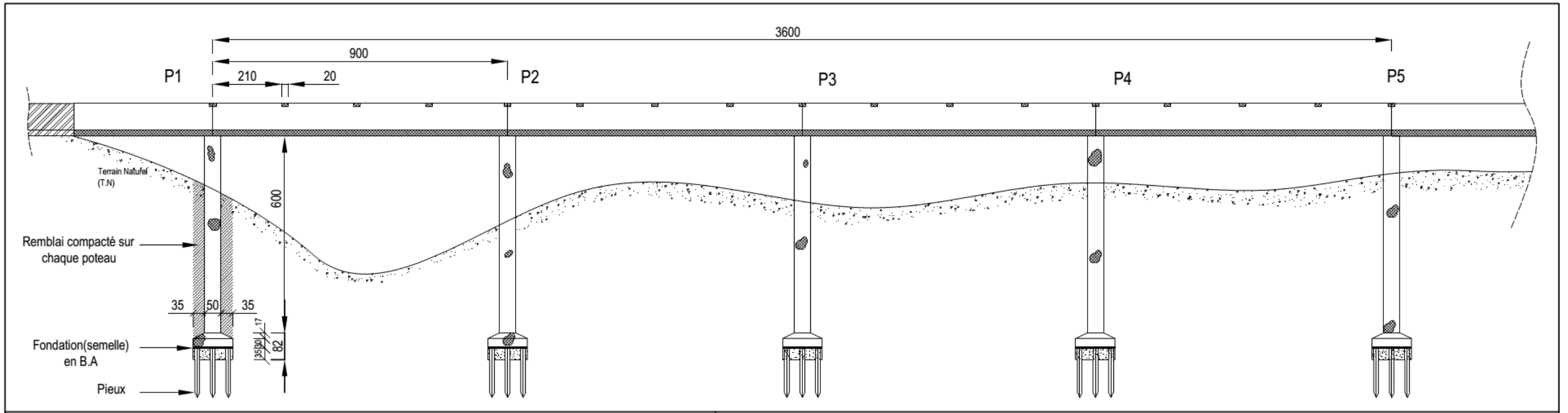
COUPE TRANSVERSALE DE LA BACHE AU PM 1690
(COUPE A - A)

PROJET DE REHABILITATION PI MATILAVA TSIAFAKOSY

ECHELLE : 1/200

RAKOTOVAO Rijaharifetra Ludger



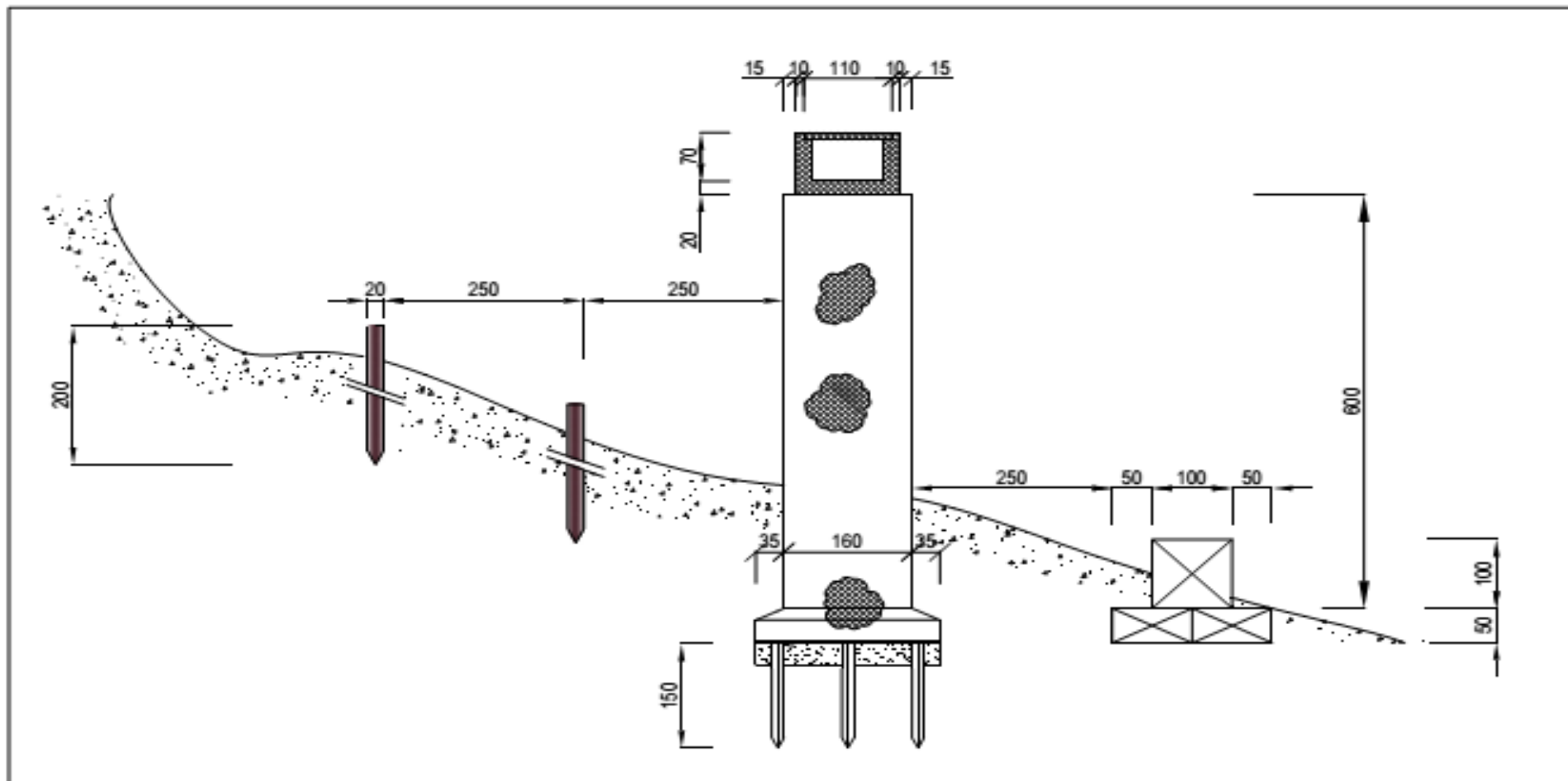


COUPE LONGITUDINALE DE LA BACHE EN B.A AU PM 2110

PROJET DE REHABILITATION PI MATILAVA TSIAFAKOSY

ECHELLE : 1/200

RAKOTOVAO Rijaharifetra Ludger



COUPE TRANSVERSALE DE LA BACHE AU PM 2110

PROJET DE REHABILITATION PI MATILAVA TSIAFAKOSY

ECHELLE : 1/200

RAKOTOVAO Rijaharifetra Ludger



RESUME

Titre du mémoire : « **ETUDE DE REHABILITATION SELON NIHYCRI, DES INFRASTRUCTURES HYDROAGRIQUES DU PERIMETRE IRRIGUE DE TSIAFAKOSY, DANS LA COMMUNE RURALE DE MAHAIZA, DISTRICT DE BETAFO, REGION VAKINANKARATRA** »

Auteur : RAKOTOVAO Rijaharifetra Ludger

Nombre de pages : 88

Nombre de figures : 18

Nombre de photos : 9

Nombre de tableaux : 66

Nombre d'annexes : 9

Résumé

Ce présent mémoire a pour objet de résoudre le problème d'approvisionnement en eau, d'accroître la production rizicole de la commune rurale de Mahaiza, et d'améliorer le système de culture du périmètre de Tsiafakosy qui a une superficie de 139 ha, et qui se trouve dans le district de Betafo, région Vakinankaratra. Le projet est l'un des programmes de la Direction Régionale du Développement de l'Agriculture (DRDA) de la région Vakinankaratra. L'étude est axée principalement :

L'étude socio-organisationnelle de la zone d'étude et le diagnostic de la situation actuelle du périmètre. L'étude hydrologique annexant l'étude pluviométrique, le bassin versant, l'estimation de débit de crue, l'étude des besoins en eau ainsi que l'estimation des apports qui ont permis de connaître respectivement le débit de dimensionnement des ouvrages de projet et le débit nécessaire à l'irrigation.

Les aménagements à apporter consistent à reconstruire un nouveau barrage, à redresser la bêche métallique, et la construction des bêches en béton armé, avec des mesures d'accompagnements environnementales.

Le coût total du projet d'aménagement est estimé à Quatre-vingt-huit millions sept cent cinq mille trois cent quatre-vingt-seize Ariary (**88 705 396 Ar**) TTC en tenant compte des apports des bénéficiaires. Le calcul du Taux de Rentabilité Interne ou TRI, en tenant compte des paramètres tels que : le coût de production, le coût des infrastructures et le coût des produits, a permis de conclure que le projet est rentable avec une valeur de TRI de **133%**, donc la variante 1 est la solution envisageable.

Mots clés : Bêche Métallique, Bêche en BA

Encadreur pédagogique : Monsieur RAFALIMANANA Mampitony, Enseignant chercheur à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo.

Encadreur Professionnel : Madame RAVOAVISON Nivo Grazia, Chef de service régional du Génie Rural, de la Direction Régionale du Développement de l'Agriculture de Vakinankaratra.

Adresse de l'auteur : Lot JF 09 Tanamahalana Ambositra (306)

Contact : 033 14 318 86 / 034 96 012 04

E-mail : rijaludgerr@gmail.com