

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES CARTES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES PHOTOS

LISTE DES TABLEAUX

AVANT- PROPOS

INTRODUCTION

Partie 1. GENERALITES SUR LA ZONE D’ETUDE

Chapitre.I MONOGRAPHIE DE LA ZONE D’ETUDE

Chapitre.II CARACTERISTIQUES AGRO-SOCIO-ECONOMIQUES

Partie 2. ETUDES TECHNIQUES DE BASE

Chapitre.III EVALUATION DES RESSOURCES EN EAU MOBILISABLES ET ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE

Chapitre.IV EVALUATION DES BESOINS EN EAU D’IRRIGATION ET ADEQUATIONS RESSOURCES-BESOINS

Partie 3. ETUDE TECHNIQUE DE L’AMENAGEMENT DU PERIMETRE

Chapitre.V DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE

Chapitre.VI ETUDE ET CONCEPTION DES AMENAGEMENTS

Partie 4. ETUDES D’IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDES ECONOMIQUES ET FINANCIERES DU PROJET

Chapitre.VII ETUDES D’IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

Chapitre.VIII ETUDES ECONOMIQUE ET FINANCIERE DU PROJET

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Table des matières

LISTE DES ABREVIATIONS :

ADRA : Adventist Development And Relief Agency

AEP : Adduction d'Eau Potable

AINA : Actions Intégrées en Nutrition et Alimentation

AUE : Association des Usagers de l'Eau

BA : Béton Armé

BDE : Bordereaux Détails Estimatifs

BIT : Bureau International de Travail

BV : Bassin Versant

BVPI : Bassins Versants et Périmètres Irrigués

CEG : Collège d'Enseignement Général

CR : Commune Rurale

CSA : Centre de Service Agricole

CSBI : Centre de Santé de Base niveau I

CSBII : Centre de Santé de Base niveau II

CTGREF : Centre Technique de Génie Rural et des Eaux et Forêts

DAS : Détachement Autonome de Sécurité

dfc : débit fictif continu

DGM : Direction Générale de la Météorologie

DRAE : Direction Régionale de l'Agriculture et l'Elevage

ECAR : Eglise Catholique Apostolique Roman

EIE : Etude d'Impact Environnemental

ép : épaisseur

EPP : Ecole Primaire Publique

ESPA : Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

FAO : Food and Agriculture Organisation

FID : Fond d'Intervention pour le Développement

FJKM : Fiangonan'i Jesoa Kristy eto Madagasikara

Fkt : Fokontany

FLM : Fiangonana Loterana Malagasy

FRAM : Fikambanan'ny Ray Aman-drenin'ny Mpianatra

FORMAPROD : Programme de Formation Professionnelle et d'Amélioration de la Productivité Agricole

GPS : Global Positionning System

HT : Hors Taxes

IDA : Association Internationale de Développement

MPI : Micro Périmètre Irrigué

N° : Numéro

NIHYCRI : Normes Malgaches de Construction des Infrastructures Hydro agricoles contre les Crues et les Inondations

NPHE : Niveau de Plus Hautes Eaux

NPHEC : Niveau de Plus Hautes Eaux Cycloniques

ONG : Organisation Non Gouvernementale

ONN : Office Nationale de Nutrition

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

OTIV : Ombona Tahiry Ifampisamborana Vola

PK : Point Kilométrique

PM : Point Métrique

PNBVPI : Programme National Bassins Versants et Périmètres Irrigués

PPI : Petits Périmètres Irrigués

PREE : Programme d'Engagement Environnemental

PSDR : Projet de Soutien au Développement Rural

PU : Prix Unitaire

PURSAPS : Projet d'Urgence pour la Sécurité Alimentaire et la Protection Sociale

RD : Rive Droite

RG : Rive Gauche

RIP : Route d'Intérêt Provincial

RN : Route Nationale

SEECALINE : Surveillance et Education des Ecoles et des Communautés en matière d'Alimentation et de Nutrition Elargie

SIG : Système d'Information Géographique

SOGREAH : Société Grenobloise d'Etudes et Aménagements Hydrauliques

SOMEAH : Société Malagasy d'Etudes et d'Applications Hydrauliques

SRA : Système de Riziculture Amélioré

SRF : Station de Référence

SRI : Système de Riziculture Intensif

SRT : Système de Riziculture Traditionnelle

SRTM : Shuttle Radar Topography Mission

TRI : Taux de Rentabilité Interne

TTC : Toutes Taxes Comprises

TVA : Taxe sur la Valeur Ajoutée

U : Unité

VAN : Valeur Actuelle Nette

Abréviations sur les unités :

Ar : Ariary

cm : Centimètre

°C : Degré Celsius

H : heure

ha : Hectares

kg : Kilogramme

kg/m³ : kilogramme par mètre cube

km² : Kilomètre carré

km/h : Kilomètre par heure

l : litre

l/s : litre par seconde

m : mètre

ml : mètre linéaire

m² : mètre carré

m³/s : mètre cube par seconde

mm : millimètre

m/s² : mètre par seconde carré

t/m² : Tonne par mètre carré

U : Unité

% : pourcent

LISTE DES CARTES :

Carte 1: Carte de localisation de la zone d'étude.....	4
Carte 2: Carte des communes limitrophes de la CR Soavina	5
Carte 3 : Carte d'accessibilité Antananarivo-Soavina.....	8
Carte 4 : Carte Hydrographique de la CR Soavina	11
Carte 5 : Carte du bassin versant de la rivière Tsindra à Soavina	25



LISTE DES FIGURES :

Figure 1 : Répartition de la population par classe d'âge	13
Figure 2 : Courbes de comparaison des débits quinquennaux mensuels secs par les deux méthodes : C.T.G.R.E.F et SRF	31
Figure 3 : Variation du coefficient cultural en fonction de la phase de croissance du riz(CROPWAT).....	37
Figure 4: Courbe de remous	56
Figure 5 : Etats de sollicitations du barrage	57
Figure 6 : Forces agissant sur le barrage	58
Figure 7 : Nouveau profil du barrage avec la canne d'ancrage à la fondation.....	64
Figure 8 : Coupe transversale du canal	65

LISTE DES PHOTOS :

Photo 1 : Extrait du Relief de la zone d'étude	9
Photo 2: Vue en aval et en amont de la prise principale RD	51
Photo 3: Canal principal couvert en état de glissement et déviation de son parcours	52
Photo 4: Reste de la digue de protection existante.....	53

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1: Distance des 17 Fokontany par rapport au chef-lieu de la Commune et ses Hameaux Composants.....	6
Tableau 2: Répartition de la population par Fokontany et par classe d'âge.....	12
Tableau 3 : Les bénéficiaires du projet.....	13
Tableau 4: Pluviométries mensuelles moyennes ou annuelles des différentes fréquences	22
Tableau 5: Pluviométries maximales journalières de différentes fréquences de la Station Météorologique d'Ambatofinandrahana	22
Tableau 6: Températures maximales, minimales et moyennes mensuelles	23
Tableau 7 : Humidité relative	23
Tableau 8 : Vitesses du vent moyennes mensuelles	23
Tableau 9 : Valeurs moyennes mensuelles journalière de l'insolation dans la zone d'Ambatofinandrahana	24
<i>Tableau 10 : Caractéristiques du bassin versant Soavina</i>	<i>28</i>
Tableau 11 : Caractéristiques du BV, paramètre et données nécessaires pour la méthode de C.T.G.R.E.F.	28
Tableau 12 : Apports moyens annuels ou fréquentsiels de fréquence quinquennal et décennal sèches par la méthode C.T.G.R.E.F.....	29
Tableau 13: Apports moyens mensuels et fréquentsiels des fréquences quinquennaux et décennaux secs par C.T.G.R.E.F	29
Tableau 14 : Débits spécifiques de la Station Mania à Fasimena	30
Tableau 15: Apports annuels de la rivière Tsindra par la méthode SRF	30
Tableau 16 : Apports moyens mensuels et fréquentsiels de fréquences quinquennaux et décennaux secs par SRF	31
Tableau 17 : Apports quinquennaux mensuels secs au droit du barrage	32
Tableau 18 : Résultats des débits de crue du barrage Soavina par la méthode Louis DURET	33
Tableau 19 : Evapotranspiration ET_0 de la Station d'Ambatofinandrahana.....	35
Tableau 20: Résultats des calculs de pluies efficaces par le logiciel CROPWAT.....	36
Tableau 21 : Calendrier cultural de la riziculture irriguée.....	39
Tableau 22: Résultats de calcul des besoins en eau d'irrigation du périmètre Soavina Rive droite par CROPWAT 8.0	41
Tableau 23: Récapitulation du besoin en eau du périmètre soavina rive droite.....	42
Tableau 24 : Adéquation ressources-besoins du périmètre Soavina RD	44
Tableau 25: Calendrier cultural du riz	48
Tableau 26: Contraintes et menaces, potentialités et opportunités de mise en valeur de l'agriculture	49
Tableau 27 : Résumé de l'étude de stabilité du nouveau profil du barrage	63
Tableau 28 : Dimension caractéristiques de la prise.....	64
Tableau 29 : Calage hydraulique du canal principal.....	67
Tableau 30 : Calage hydraulique du drain principal.....	68
Tableau 31 : Dimensions d'ouvrage de protection en gabion	69
Tableau 32 : Diamètre de la conduite en fonction du temps d'évacuation	73
Tableau 33 : Différentes activités prévues du projet	76
Tableau 34 : Identification des impacts	80
Tableau 35 : Notes aux critères d'évaluation	83
Tableau 36 : Evaluation des impacts	84

Tableau 37 : Meures d'atténuation et indicateurs de suivi	86
Tableau 38 : Plan de gestion environnementale.....	88
Tableau 39 : Récapitulation des coûts du projet en Ariary	89
Tableau 40 : Dépenses en matériels et équipement agricoles par hectare.....	90
Tableau 41 : Dépenses en intrants agricoles avec les coûts/hectare	91
Tableau 42 : Dépenses en mains d'œuvres avec coût par hectare	91
Tableau 43 : Calcul du TRI	93

AVANT- PROPOS :

Le projet PURSAPS (Projet d'Urgence pour la Sécurité Alimentaire et la Protection Sociale) financé par la Banque Mondiale a pour objectif de renforcer la capacité immédiate du Gouvernement Malgache de répondre efficacement à la situation d'insécurité alimentaire et à la crise acridienne par :

- l'augmentation de la capacité de production agricole dans les zones d'interventions du projet tout en permettant l'accès des ménages extrêmement pauvres aux activités en numéraire et de paiement contre travail et,
- l'amélioration de la capacité de l'Etat de répondre rapidement et efficacement à une crise ou situation d'urgence éligible.

Le projet PURSAPS intervient dans les deux (02) zones suivantes :

- Zone 1 : zones touchées par les criquets, zones dont la capacité ont besoin d'être restaurées : Vakinankaratra, Amoron'i Mania, Haute Matsiatra/Ihorombe, Menabe, Itasy/Bongolava
- Zone 2 : zones de production rizicole qui ont besoin d'être soutenu pour produire de surplus : Alaotra, Marovoay, Andapa.

Le coût total du projet est d'environ 65 millions US\$, le projet PURSAPS contient quatre composantes principales (A, B, C et D) lesquelles sont subdivisées en sous-composantes (A1, A2, B1, B2, B3, D1, D2). Les (04) quatre composantes du projet se présentent comme suit :

- Composante A : Restauration et maintien de la capacité et production agricole essentielle ;
- Composante B : Pouvoir un filet de sécurité social pour les populations pauvres ;
- Composante C : Fonds d'urgence ;
- Composante D : Gestion et coordination du projet.

L'une des zones ciblées par le projet PURSAPS, composante A (Restauration et maintien de la capacité de production essentielle), sous composante a1 (Fourniture rapide des services agricoles et réhabilitations des infrastructures d'irrigation et d'accès au marché) est la Commune Rurale Soavina, District Ambatofinandrahana, Région Amoron'i Mania. Le projet concerne la réhabilitation des infrastructures hydro agricoles du périmètre Soavina rive droite, situé dans le Fokontany Soavina. L'irrigation du périmètre est assurée par la rivière Tsindra, les infrastructures hydro agricoles sont menacées d'être détruites, plus précisément le périmètre entier sera privé d'eau si la réhabilitation n'est pas effectuée.

INTRODUCTION

Vu, l'insuffisance alimentaire et la pauvreté ; vu les cataclysmes naturelles (cyclones, inondations, invasions acridiennes...) qui ont touché la plupart de la population Malagasy dont les majorités sont des agriculteurs et vivant en milieu rural, l'Etat Malagasy vise à prioriser le développement du secteur agricole. Et, du fait que le riz est l'aliment de base des peuples Malgaches, la production des cultivateurs n'arrive pas à assurer les besoins de la population.

Notre Pays a une grande potentialité en matière de ressources naturelles favorables à l'agriculture en particulier à la riziculture : des périmètres irrigués cultivables, une ressource en eau abondance (rivière, fleuve, lac...) et un climat favorable à la culture du riz, qui pourront après aménagement et réhabilitation, donner une meilleure production pouvant conduire à l'autosuffisance alimentaire du pays et à la réduction de la pauvreté. C'est dans ce contexte, qu'une approche visant à une valorisation optimale des ressources en eau, du périmètre irrigué et les bassins versants l'environnant s'avère être nécessaire et nous conduit au thème du présent mémoire de fin d'études intitulé : « *ETUDE DE REHABILITATION, SELON NIHYCRI, DES INFRASTRUCTURES HYDRO AGRICOLES DU PERIMETRE IRRIGUE DE SOAVINA RIVE DROITE, DANS LE FOKONTANY SOAVINA, COMMUNE RURALE SOAVINA, DISRICT AMBATOFINANDRAHANA, REGION AMORON'I MANIA* ».

Ce présent mémoire a pour objectif principal de rendre en état et à demeurer fonctionnel le réseau hydro agricole du périmètre irrigué de Soavina rive droite qui a souffert pendant plusieurs années, d'une part d'un manque d'entretien périodique, d'autre part des dégâts occasionnés par les crues et les cyclones. L'étude est basée sur la consultation des documents, la descente sur terrain pour les collectes des données socio-économiques et techniques de la zone d'étude et pour le diagnostic de la situation actuelle.

Pour mieux comprendre le contenu de ce mémoire, l'étude comporte quatre (04) parties bien distinctes dont :

- La première partie concerne la situation physique et administrative de la zone d'étude ainsi que les aspects agro-socio-économiques ;
- La deuxième partie nous présente les études techniques de base qui regroupent l'évaluation des ressources en eau disponibles, l'estimation des débits de crue et l'évaluation du besoin en eau d'irrigation ;
- La troisième partie examine les propositions des solutions techniques du projet qui sont basés sur le diagnostic de la situation existant et proposition d'aménagements ;
- La quatrième et dernière partie nous donne l'étude d'impact environnemental et l'étude économique et financière du projet

Partie 1. GENERALITES SUR LA ZONE D'ETUDE

Chapitre.I MONOGRAPHIE DE LA ZONE D'ETUDE

I-1) Situation du milieu physique :

I-1-1) Localisation de la zone d'étude :

La zone d'étude est un petit périmètre irrigué situé dans le fokontany de Soavina, dans la Commune Rurale de Soavina, à environ 85 km au sud-ouest d'Ambositra chef-lieu de District et de la Région Amoron'i Mania. Elle appartient au District d'Ambatofinandrahana, et fait partie de la Région Amoron'i Mania Madagascar. La commune rurale Soavina est à la partie limite Est du District d'Ambatofinandrahana et environ à 60 km du Chef-lieu du District.

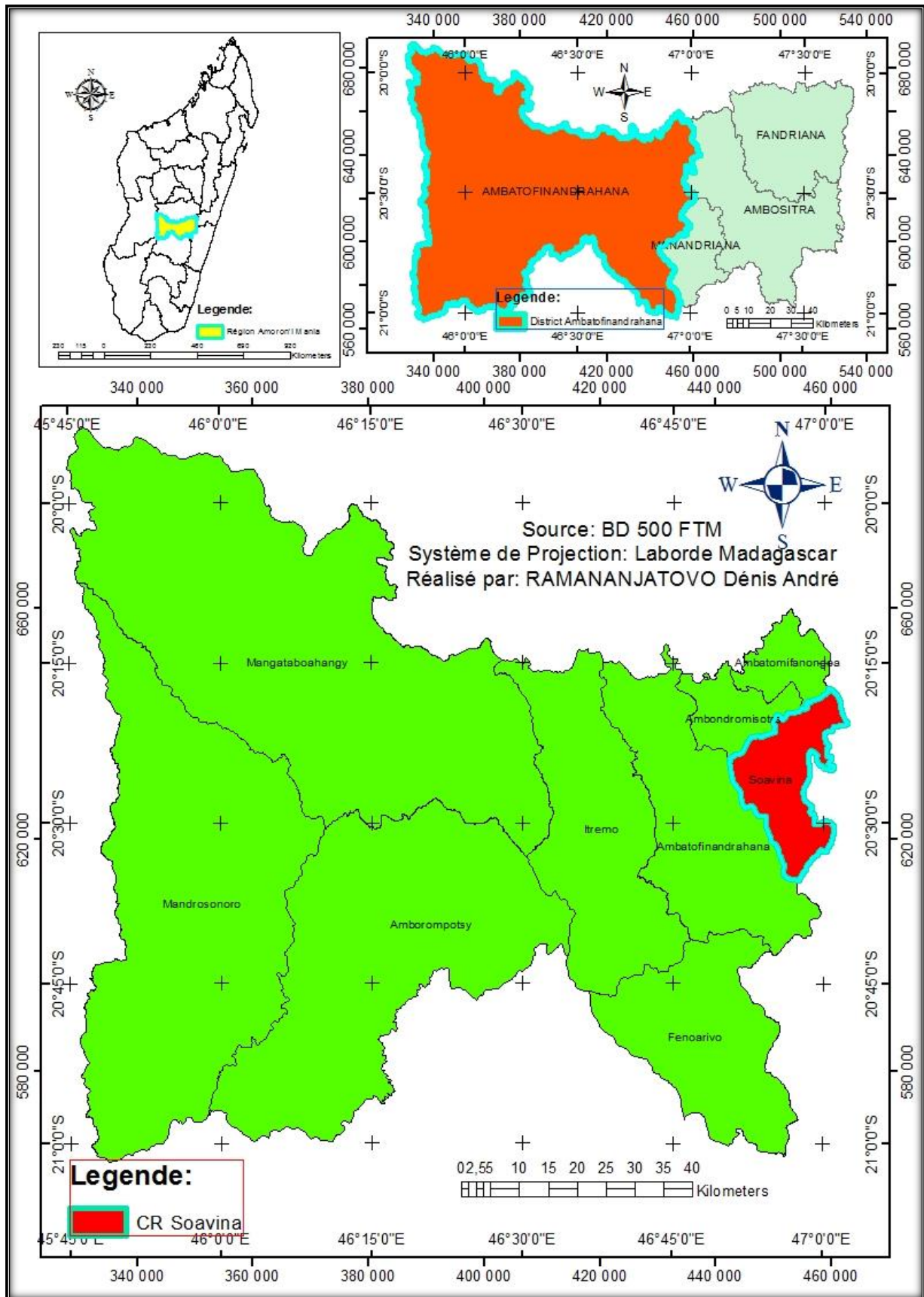
La description de la localité d'étude est faite sur terrain en utilisant d'un Global Positionning System (GPS).

Par suite, la CR Soavina est située aux coordonnées géographiques de :

- ✓ Latitude : 20°23'03,29'' S
- ✓ Longitude : 46°54'45,06''E
- ✓ Altitude : 1 121 m

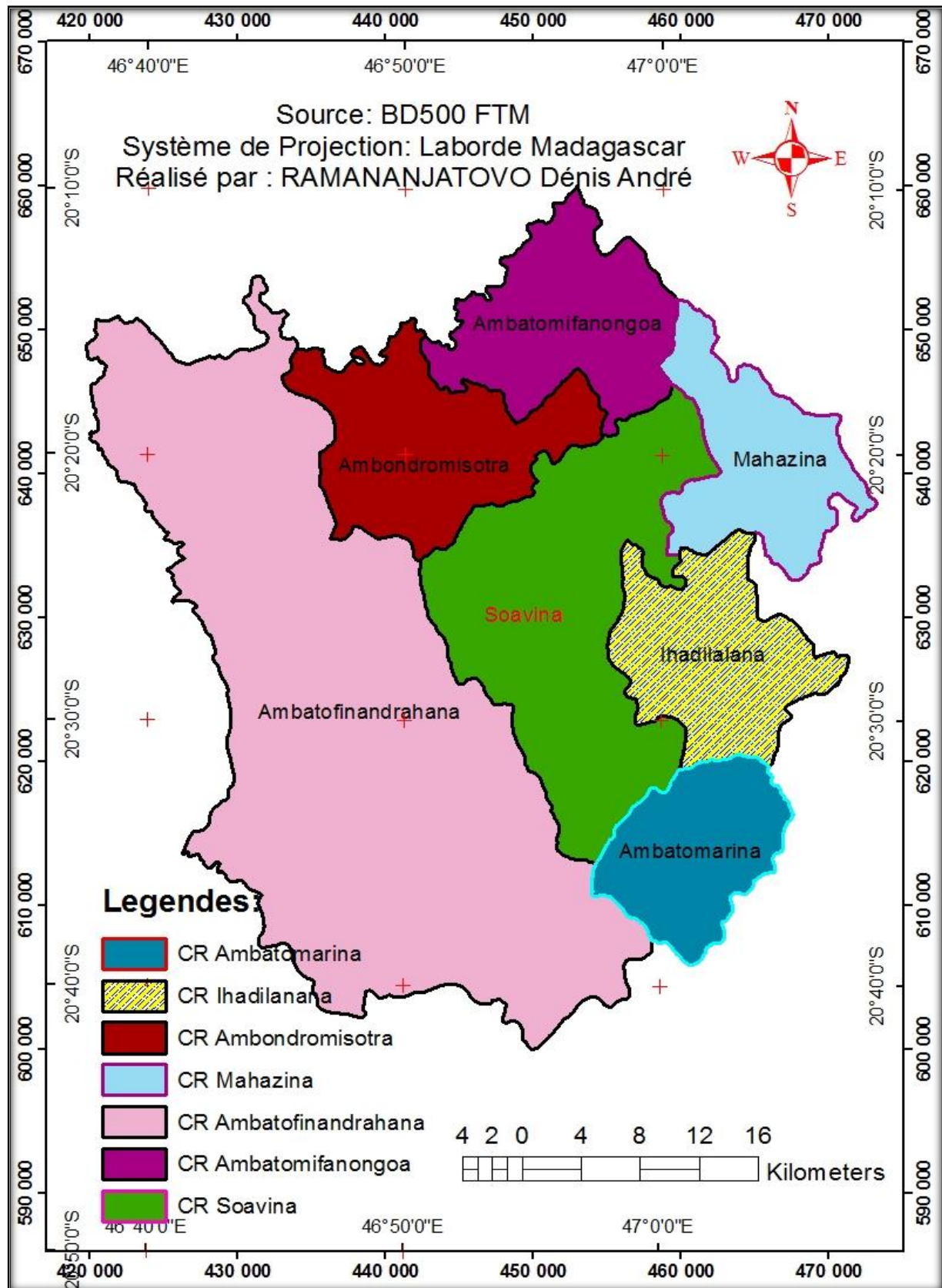
La superficie de la Commune Soavina est de 321,22 km² environ.

Le site du barrage tête du réseau hydro agricole se trouve dans la chef-lieu de la commune rurale Soavina.



Carte 1: Carte de localisation de la zone d'étude

La Commune Rurale Soavina est délimitée au Nord par les CR Ambondromisotra et Ambatomifanongoa, au Sud la CR Ambatomarina, à l'Est les CR Mahazina et Ihadilana, à l'Ouest par la Commune Ambatofinandrahana.



Carte 2: Carte des communes limitrophes de la CR Soavina

I-1-2) Situation Administrative :

La Commune Rurale de Soavina est composée de 17 Fokontany qui se trouvent sur les rayons de 03 à 34 Km du chef-lieu de la commune, comme le montre dans le tableau suivant :

Tableau 1: Distance des 17 Fokontany par rapport au chef-lieu de la Commune et ses Hameaux Composants

Fokontany	Distance par rapport au Chef-lieu de la Commune (km)	Hameaux composants
Ambalakinana	03	Bemahatazana, Ambalakinana, Soanitsiriana, Androvakely, Mariamanjaka, Androtra 1, Androtra 2, Ambohimahatsinjo, Ambalalava, Andarobia, Andasy, Anatiroasary, Camp militaire
Ambinda	07	Antanambao, Maroharona Morafeno, Migrants(Miaramila), Ambondrona
Andranomalaza	12	
Fitamantsina	13	Ambohibary, Iketromena, Amborohikely, Ambalandramanitra, Tsararivotra
Ikatelo	11	Ikatelo, Tsinjorano, Tsararivotra, Ambalavao
Ilovoka	22	Ilovoka, Ambinan' ilovoka, Mahasoa, Maizinandro
Itaty	34	Itaty, Ambinda, Ambanitanana
Lovaso Tsihadino	10	Marerano, Tsarasaotra, Ambalavao, Samilahy, Ambohijafimatra
Malaindromisotra	06	Malaindromisotra, Ankamory, Avaratanana
Miadakofeno	15	Miadakofeno, Ambalamahasoa, Imerina, Ambalalava
Namonaina	22	Ambatomalama, Ankaditany, Ambalafeno
Sonafindra	06	Soanafindra, Ambilombe, Ambohidravaka, Beapombo
Soavina	00	Soavina 1, Soavina 2, Soavina 3, Soavina 4, Ambohitrony, Ambohijanahary, Soatsihahana
Tanamahalana	26	Tanamahalana, Tanandava, Andranomboay
Tsaramandroso	20	Tsaramandroso, Ambalavao, Analamanendrika,
Vatotokana	32	Antsahakely, Soanirariny, Amanenjanana, Farariana
Voenana	21	Voenana, Ambohimahasoa, Akadimody, Sahalava, Ambararata, Tsialamparihy

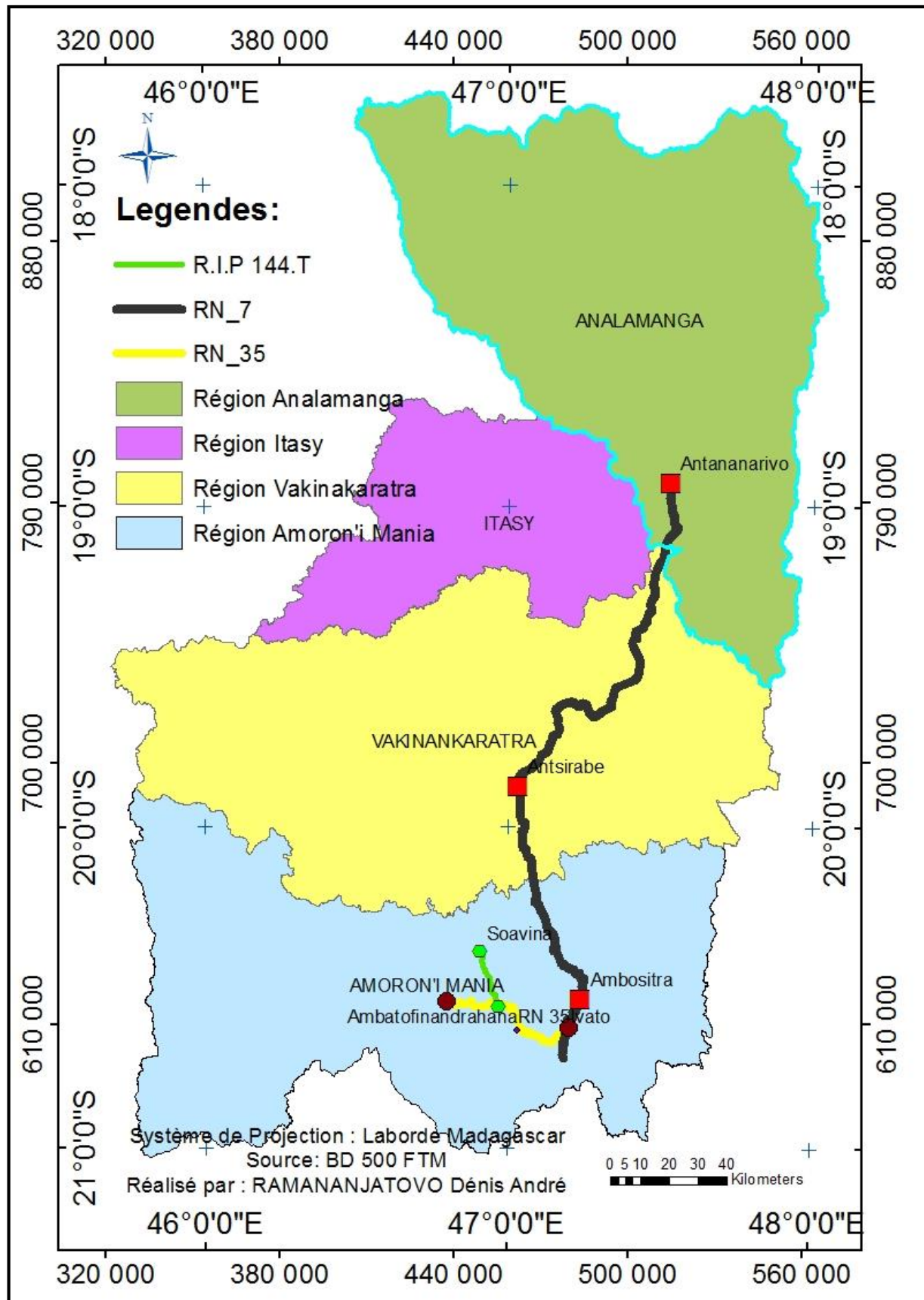
Source : PCD de la Commune Soavina

I-1-3) Accessibilité à la zone d'étude :

En partant de la ville d'Antananarivo pour accéder la Fokontany Soavina on suit les trajets suivants :

- Antananarivo-Ambositra : on prend la Route Nationale RN7 qui est actuellement totalement goudronné ;
- Ambositra-Ivato sur, la Route Nationale RN7 qui est totalement goudronné, sur une longueur de 15 km ;
- Ivato-Antsahakely : on suit la Route Nationale RN 35 qui est actuellement totalement goudronné mais dans un état de dégradation, qui mesure 30 km ;
- Antsahakely-Soavina : on prend la Route d'Intérêt Provinciale 144.T qui est totalement goudronné mais dans un état de dégradation avancé, sur une longueur de 40 km.

On peut en déduire que la Commune Rurale Soavina est accessible pour tout voiture pendant toute l'année.



Carte 3 : Carte d'accessibilité Antananarivo-Soavina

I-1-4) Relief :

La zone d'étude fait partie des Hauts Plateaux. Elle est constituée par des montagnes et des collines dont le point culminant est de l'ordre de 1 872 m d'altitude. Mais, en général la zone d'étude est dans une cuvette dont dans les reliefs modérés de dissection, on trouve les produits d'altération de roche granite sur quelques endroits, basaltiques et plutôt volcaniques qui sont des sols fertiles favorables à toutes les cultures.

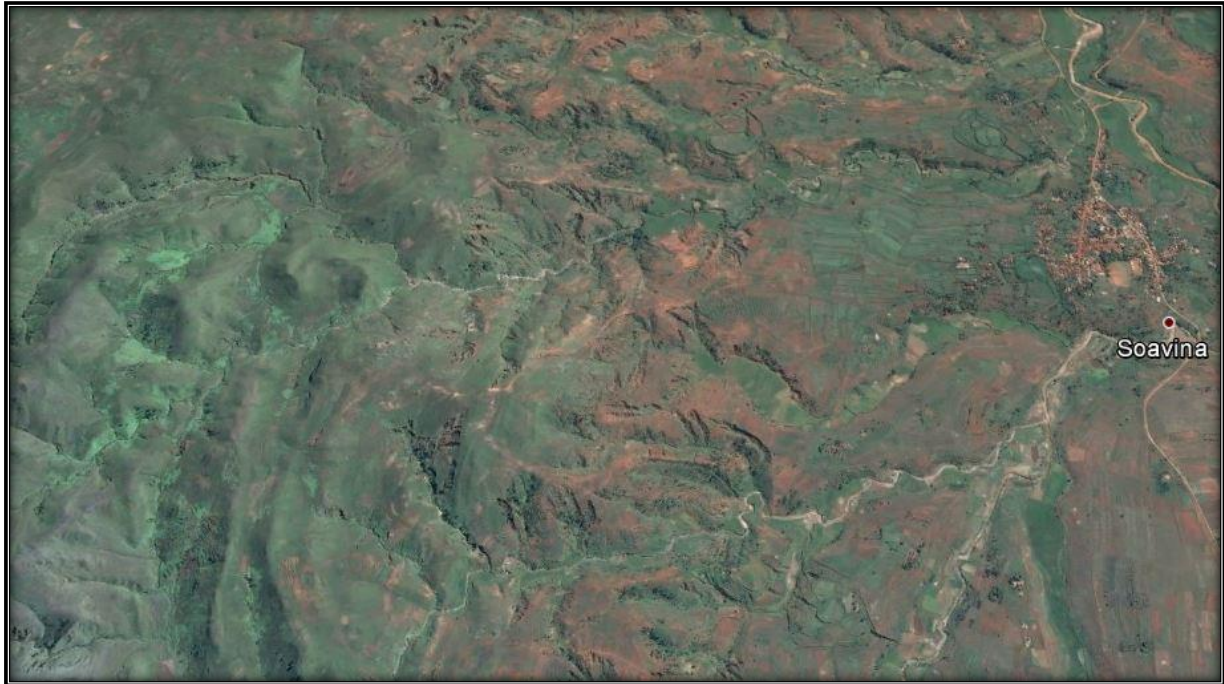


Photo 1 : Extrait du Relief de la zone d'étude

I-1-5) Climat :

Comme la zone d'étude est dans la zone de la Haute Terre Centrale, le climat est de type tropical d'altitude à la fois chaud et sec. En général, il est caractérisé par la présence de deux saisons distinctes qui sont :

- Une saison chaude et humide de novembre à avril,
- Une saison sèche et fraîche de mai à octobre,

La pluviométrie annuelle varie de 1 000 mm à 1 200 mm avec un pic de pluviométrie mensuelle de l'ordre de 600 mm en mois de Décembre ou Janvier. Les températures moyennes varient de 14 à 18°C.

Le changement climatique est marqué par la baisse importante de la température durant la période d'hiver, cela entraîne la perturbation du calendrier agricole et la dégradation de l'environnement. En cas de cyclone, les risques d'inondations d'une grande partie du périmètre sont probables.

I-1-6) Pédologie de la zone d'étude

Dans l'ensemble de la zone d'étude, il s'agit des sols limoneux argileux de couleur rougeâtre à brunâtre. L'altération du substrat géologique par l'action chimique est très poussée et entraîne une importante épaisseur du sol dans la cuvette.

En général, on rencontre dans les plaines fluviaux-lacustres :

- Les sols hydromorphes moyennes organiques. Ce sont des sols à texture très argileuse fine, qui est favorable à la riziculture ;
- Les sols hydromorphes tourbeux ; qui apte à moyenne pour la riziculture inondée, et moyenne pour la riziculture contre saison sans irrigation ;
- Les glacis plaines, les sols hydromorphes minéraux : sols massifs et compacts, apte à la riziculture.

I-1-6) Végétation et Couverture du sol :

La CR Soavina est caractérisée par la prédominance des grandes superficies de savanes à savoir :

- Savanes herbeuses à Hyparrheniarufa et Heteropogon ;
- Savanes herbeuses de l'Ouest à hyparrheniarufa, hyparrheniadissoluta d'Hyparrheniarufa, Heteropogoncontortus et Aristidarufescens.

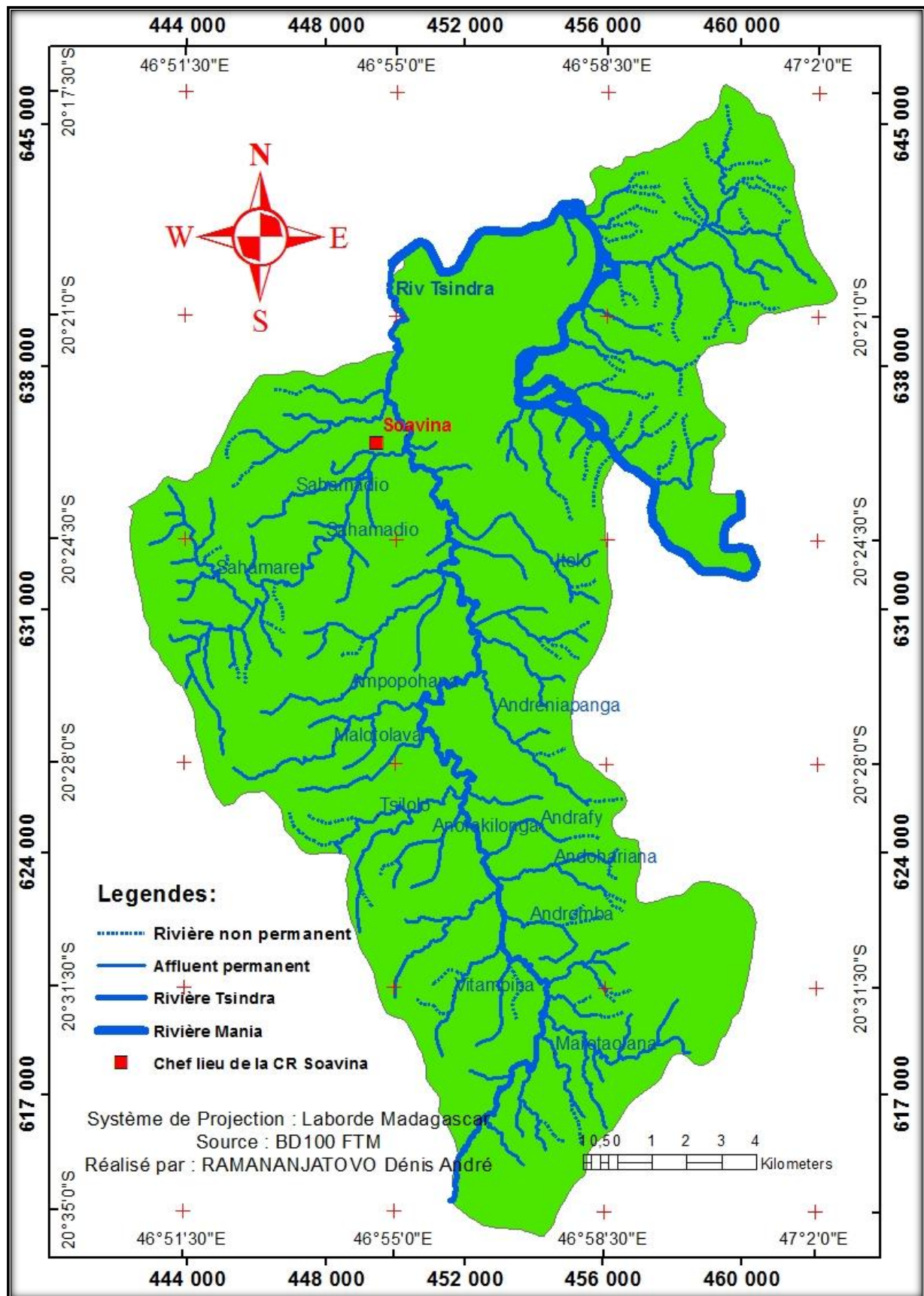
De plus, du fait de grande Graminées sur les plateaux et les collines, le tapis végétal est assez peu dense. Dans les bas-fonds colluviaux, il est plus fourni et on peut y trouver des Goyavier. Dans les zones marécageuses, les cypéracées sont peuplées et sur les berges de la rivière Mania, se sont installées des Bararata.

I-1-7) Hydrographie et Ressource en eau :

La seule rivière qui draine le réseau hydrographique, dans la partie amont du périmètre Soavina rive droite dans la CR Soavina, c'est la rivière Tsindra.

La rivière Tsindra joue le rôle de drain principal dans l'ensemble de la Commune, son exutoire est la rivière Mania. Pourtant, elle possède plusieurs affluents principaux qui drainent également les bassins versants entières dominants le périmètre jusqu'au barrage de dérivation qui alimente le périmètre. La rivière Tsindra est un cours d'eau pérenne.

Des sources intermittentes ou Sakasaka et des ruisseaux irriguent les périmètres dans les vallées.



Carte 4 : Carte Hydrographique de la CR Soavina

I-2) Milieu Humain et social :

I-2-1) Etude démographique :

D'après le recensement d'habitants dans la commune en 2016, la population de la CR Soavina compte 35 004 habitants. Elle se repartie en 17 Fokontany et la Commune Rurale de Soavina s'étend sur une superficie de 321 km², on en déduit que la densité moyenne de la population est évaluée à 109 habitants /km². En 2016, le taux de natalité est de 4,76% et le taux de mortalité est de 1,65% ; on peut en déduire un taux de croissance démographique égal à 3,11%.

On va présenter dans le tableau en-dessous la répartition de la population par Fokontany et par classe d'âge.

Tableau 2: Répartition de la population par Fokontany et par classe d'âge

FOKONTANY	0 - 5 ans	6-10ans	11-17 ans	18-60 ans	Plus de 60 ans	Total/Fokontany
Ambalakinana	625	430	411	1 002	60	2 528
Ambinda	495	207	234	1 219	55	2 210
Andranomalaza	170	211	279	425	29	1 114
Fitamantsina	192	272	330	1 383	92	2 269
Ikatelo	358	427	473	852	84	2 194
Ilovoka	154	158	160	1 046	140	1 658
Itaty	215	182	333	938	128	1 796
Lovasoatsihadino	442	244	345	1 161	99	2 291
Malaindromisotra	460	440	350	898	74	2 222
Miadakofeno	145	177	183	377	39	921
Namoniana	277	245	151	502	35	1 210
Soanafindra	154	387	378	360	35	1 314
Soavina	989	698	728	2 561	83	5 059
Tanamahalana	200	150	100	1 378	192	2 020
Tsaramandroso	510	490	425	1 073	119	2 617
Vatotokana	261	190	280	967	133	1 831
Voenana	123	81	210	1 238	98	1 750
Total	5 770	4 989	5 370	17 380	1 495	35 004

Source : Recensement CR Soavina 2016

On va présenter par la figure suivante la répartition de la population par classe d'âge :

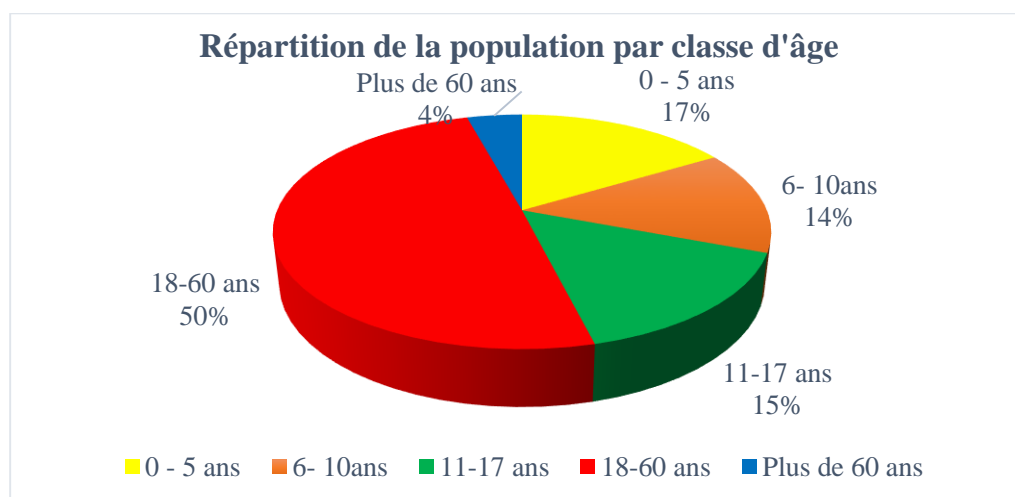


Figure 1 : Répartition de la population par classe d'âge

D'après la figure ci-dessus, on peut dire que la population de la CR Soavina est active au sens de BIT (entre 18 et 60 ans) car la population dans l'intervalle d'âge représente 50% de la population totale de la commune.

La CR Soavina est composée de 17 Fokontany mais lors de l'investigation sur terrain, on connaît que les nombres de Fokontany concernés par l'étude du périmètre rive droite est au nombre de 05. Le nombre de population bénéficiaires directs de ce projet dans ces 05 Fokontany et membres de l'Association des Usagers de l'Eau (AUE) est de 650 tel qu'il est montré dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Les bénéficiaires du projet

	Rive Droite	Genre		Total
		Hommes	Femmes	
Nombre de bénéficiaires	650	450	200	650

Source : Enquête sur terrain 2016

Sur le plan genre, on constate que les hommes dominent ; ils représentent le 75% des bénéficiaires.

I-2-2) Ethnie :

La population dans les villages concernées par l'étude est composée principalement de « Betsileo d'Amoron'i Mania », représentant 80% de l'effectif total de la population, même dans toute la commune entière. Les autres ethnies dans la zone d'étude sont : le « Merina de Vakinakaratra », l' « Antandroy »...mais de très faible proportion.

I-2-3) Education :

Dans le domaine de l'éducation on a, les données recueillies au service de la commune et au Chef de la Zone Administrative et Pédagogique, la CR Soavina est dotée de :

- 33 E.P.P qui se réparties dans les 17 Fokontany ;

- 06 C.E.G dont l'une se trouve dans le chef-lieu de la Commune et les autres dans le Fokontany ;
- 07 Ecoles privées ; tous sont presque dans le chef-lieu de la Commune ;
- 01 Lycée d'Enseignement général au chef-lieu de la Commune.

D'après cette même source, le taux de scolarisation s'élève à 85%.

Pourtant, l'enseignement dans la CR Soavina souffre plusieurs problèmes dont les majorités sont les suivants :

- Insuffisance des salles de classe : une salle de classe pour deux classes différentes, le Lycée a été touché par ce problème et on l'utilise le « Tranompokonolona » ;
- Insuffisance des enseignants, surtout les enseignants fonctionnaires qualifiés par l'Etat ;
- Les enseignants FRAM sont nombreux, ce qui constitue une charge supplémentaire pour les parents d'élèves ;
- Insuffisance des matériels didactiques ;
- Vétustés des bâtiments scolaires.

I-2-4) Santé :

Concernant le secteur santé publique, la commune ne dispose que quatre CSBI, un CSBII et (02) deux dépôts de médicaments. D'après les enquêtes que nous avons faites auprès du Responsable du CSBII, les maladies les plus fréquentes sont la diarrhée, le paludisme et la bilharziose. Ces centres connaissent également un problème d'insuffisance de personnel qualifié.

Par conséquent, on peut dire que l'ensemble de toute la commune souffre des insuffisances en matière d'infrastructures de services socio-médicaux.

I-2-5) Infrastructure d'eau potable, d'assainissement et Hygiène :

La commune dispose d'infrastructures publiques en eau potable et hygiène mais le 90% des ménages n'a pas accès à l'eau potable et s'approvisionne dans les rivières périphériques. Il y a aussi des Fokontany bénéficiaires de ce projet qui ayant d'infrastructures publiques en eau potable comme Fokontany Ambalakinana. Pour le chef-lieu de la Commune, une association dénommée « RANOSOA » s'occupe la gestion de l'adduction d'eau potable.

I-2-6) Electricité :

Quelques parties du chef-lieu de la Commune sont électrifiées grâce à un groupe électrogène. Il ne fonctionne que (02) deux heures par jours tout le soir à partir de 18 heures 30 minutes. Au début, la gestion de ce micro-central thermique est à la charge de la Société BASELEC mais actuellement la Commune s'occupait.

La plupart des Fokontany sont privées d'électricité même au chef-lieu de la Commune il n'y a que 0,50% des ménages ont desservi à l'électricité. Lors de la descente sur terrain, le CSBII et l'ECAR dispose d'énergie solaire et les autres ménages utilisent aussi le panneau solaire, la bougie et le pétrole pour assurer les besoins en énergie et l'éclairage de leur maison d'habitation.

I-2-7) Us, Coutumes :

La plupart de la population dans la Commune respecte les us et coutumes ancestrales telle la circoncision ou « Hasoavan-jaza » entre le mois de mai et mois d'août et le « Famadihana » entre le mois de juin et mois de septembre. Cette dernière est considérée comme une grande fête familiale. En particulier, on observe bien ces us et coutumes sus cités ci-dessus dans la zone concerné par ce présent projet.

I-2-8) Religions :

La religion qui est prédominante dans la zone est la chrétienne. On y trouve les Eglises suivantes : ECAR, FJKM, FLM, JESOSY MAMONJY...

Chapitre.II CARACTERISTIQUES AGRO-SOCIO-ECONOMIQUES :

II-1) Activités économiques sources de revenus :

La population de la CR Soavina est active au sens de BIT (entre 18 ans et 60 ans) car la population dans l'intervalle d'âge représente près de 50% de la population totale de la commune. Les principales activités économiques de la commune de Soavina sont l'agriculture et l'élevage. Les résultats des enquêtes montrent d'ailleurs que le secteur primaire (Agriculture et Elevage) prédomine tandis que le secteur secondaire et tertiaire occupe un peu de place dans l'économie de la commune.

II-1-1) Agriculture :

Pour la zone d'étude en particulier, l'agriculture tient une place importante pour l'activité économique. Ici plus de 95% de la population sont des agriculteurs.

Les cultures les plus pratiquées dans la zone sont :

- Cultures vivrières : riz, manioc, patate douce, ...
- Cultures de rente : haricot, pommes de terre, maïs ...

La nature du sol dans la zone est favorable à toutes les cultures sus cités ci-dessus et les produits obtenus sont satisfaisantes.

La commune a une grande superficie de terrain de culture, il est évalué à 7 608 ha dont 1 800 ha sont constitués des rizières. Concernant la zone du projet, le système d'irrigation ne fonctionne pas normalement il n'y a que 80 ha qui a été irrigué alors que le périmètre serait constitué de 360 ha s'il sera réhabilité et développé.

Concernant la riziculture qui est l'objet de l'étude, la plupart des agriculteurs de la zone pratiquent la double culture c.-à-d. cultivent deux fois par an (Vary aloha et Vary afara). Mais il y a une partie qui a été subie par l'inondation ne pratique qu'un seul repiquage : c'est le Vary précoce cultivé sur les périmètres. Le rendement global de la riziculture de la zone varie entre 2 T/ha à 3 T/ha. Ce qui est un peu plus haut par rapport au rendement au niveau communal.

Les semences de riz utilisés par les agriculteurs sont les suivants :

- X 265
- Vary Botry

Concernant le système de culture, le plus pratiqué par les agriculteurs est le repiquage en ligne tandis que le Système de Riziculture Intensif (SRI) est pratiqué par une minorité d'agriculteurs du fait de la non maîtrise de l'eau.

S'il n'y a pas d'aménagement dans la zone, toutes les activités de productivité de ce périmètre attendront l'arrivée de pluie.

Les autres cultures autres que le riz les plus pratiqués dans la zone d'étude sont : le manioc, le haricot, l'arachide, le maïs, Toutes ces cultures citées ci-dessus sont principalement cultivées sur les Tanety mais il y a quelques agriculteurs qui pratiquent la culture contre saison. En prenant un cas particulier de haricot, les agriculteurs pratiquent la culture double saison et le deuxième s'appelle Verimboly.

II-1-2) Elevage :

En général, l'élevage est très souvent combiné avec l'agriculture. Il tient la deuxième place dans les activités économiques et les sources de revenus dans toute la commune entière.

La Commune de Soavina pratique différents types d'élevage tel que :

- Elevage bovin
- Elevage porcin
- Elevage de volailles

Concernant l'élevage bovin, il est plus important pour les paysans de la CR Soavina car ceci montre un signe de richesse. Il sert à épargner pour les besoins en cas d'urgence et pour la production de fumier de ferme. L'élevage bovin participe aussi aux travaux des rizières et prend le rôle comme moyen de production.

L'élevage porcin prend une place important dans l'économie de la Commune, car la plupart de la population pratique ce type d'élevage surtout dans la zone d'étude. Par contre, l'élevage de volailles est moins important par rapport aux deux types d'élevages précédent. On peut en déduire que l'élevage bovin et porcin sont plus étendus dans toute la Commune par rapport au élevage de volailles.

II-1-3) Commerce :

Dans la CR Soavina, les échanges commerciaux interrégionaux apparaissent dynamiquement, surtout pendant la période de récolte. Il y a nombreux épiceries qui répondent les besoins de la population en matière des produits de première nécessité (PPN).

Les points d'approvisionnements sont principalement soit à Soavina, soit à Ambondromisotra. Le marché hebdomadaire pour Soavina est chaque mercredi et celui d'Ambondromisotra est chaque samedi. L'existence de la route goudronnée reliant Soavina à Ambositra facilite l'évacuation des produits agricoles. Ces deux marchés locaux sont en général exploités par les collecteurs venant d'Ambositra surtout pendant la période de récolte.

II-2) Transport :

La CR Soavina est traversée par la RN 35 au sud et qui est actuellement en moyen état. Au PK 60,00, il y a une bifurcation qui mène au chef-lieu de la Commune. Les routes intercommunales sont en général en moyen état mais il existe des routes en voie dégradations avancés.

II-3) ONG, Associations et Projets de développement :

Comme la CR Soavina dispose de potentialité économique en vue de développement de l'agriculture. Plusieurs organismes et projets de développement interviennent dans la région tels que :

- ONG : CSA, ADRA, ONN, ...
- Associations : celles œuvrant dans le domaine agricole tel AUE FANIRIANTSOA
- Projets : PURSAPS/BVPI, ONN/SEECALINE, FID, FORMAPROD, ASOTRY/ADRA
- Projets d'encadrement : DRAE, CSAENERGIE

II-4) Paix et Sécurité :

La commune n'est pas dotée jusqu'à maintenant de poste fixe ou avancé de la Gendarmerie Nationale. Mais il existe un camp militaire sis à Ambalakinana, la 202^{ème} compagnie, et un DAS est localisé à Marerano. Lors de la descente sur terrain et selon l'enquête effectué au niveau de la Commune, les agents du quartier mobile sont au nombre de 64.

La commune Soavina fait partie de la région Amoron'i Mania qui est touché par l'insécurité due au « dahalo ». Mais lors de l'investigation sur terrain et selon l'enquête au niveau des paysans, ce phénomène est réduit pendant les trois dernières années même on n'y trouve pas dans la zone. La réduction ou même la suppression de l'insécurité due au « dahalo » est à cause de la mise en application de la « Dinam-paritra Amoron'i Mania » et la création de l'Association qui regroupe les communes suivantes : CR Soavina, CR Ambondromisotra, CR Ambatomifanongoa, CR Mahazina, CR Ihadilana, CR Ilaka Centre, CR Tsarasaotra.

On peut déduire que la CR Soavina vie en paix et en sécurité.

II-5) Institutions financières et Organisationnel technique et social:

Pour l'institution financière, il n'existe qu'une seule institution de micro finance (OTIV) dans la Commune de Soavina.

Concernant l'organisationnel technique et social, le périmètre de Soavina RD, dispose l'AUE dénommée « FANIRIANTSOA ». L'Association FANIRIANTSOA qui dispose d'un bureau exécutif présentant les caractéristiques suivantes :

- Type (Groupement, Association,...) : cette Association est régie par l'ordonnance 60 - 133
- Dénomination : FANIRIANTSOA
- Date de création : 05 avril 1989
- Récépissé : N° 094/ DPID/F/SAGT/DIV.ASS/A.A du 16 octobre 2015
- Adresse : Fokontany SOAVINA
- Nombres des membres : 650

Cette association est pour obligation de charger la protection, l'entretien des réseaux hydro agricoles et la gestion de l'eau d'irrigation. Afin d'assurer l'entretien du réseau hydro agricole dans le périmètre Soavina RD, une cotisation annuelle par ménage est versée au compte de l'AUE.

II-6) Présentation des problèmes et des contraintes :

La CR de Soavina rencontre plusieurs problèmes qui résident aux niveaux sociaux et économiques et ces problèmes entraînent les contraintes au développement de la région entière.

II-6-1) Les problèmes sociaux :

Les principaux problèmes sociaux touchant la population de la CR Soavina sont les suivantes :

- L'accès à l'eau potable
- L'insuffisance de l'infrastructure socio-médicale
- Les prix des engrais chimiques sont élevés
- La maladie des animaux domestiques
- La scolarisation (insuffisance d'infrastructure scolaire)

II-6-2) Les problèmes économiques :

Comme l'agriculture est une potentialité économique de la zone d'étude, en particulier la riziculture. Mais le principal problème vécu par la population est l'insuffisance de la production rizicole due à la non maîtrise et la mauvaise gestion de l'eau d'irrigation. En plus, le sol d'assis du canal principal sera attaqué par l'eau de la rivière Tsindra par le phénomène de méandre et si ce canal était coupé définitivement le périmètre entier serait privé de l'eau.

A part de ces problèmes, la technique culturale reste dans le système de riziculture traditionnelle, la mécanisation agricole est pratiqué par un petit nombre d'agriculteurs. L'utilisation des semences non sélectionnés et la moyenne et faible fertilisation du sol restent les problèmes de la faible augmentation de la production agricole dans la région.

Partie 2. ETUDES TECHNIQUES DE BASE

Chapitre.III EVALUATION DES RESSOURCES EN EAU MOBILISABLES ET ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE :

Ce chapitre consiste à déterminer les débits d'eau disponibles sur toute l'année pour satisfaire l'irrigation du périmètre agricole et d'estimer les débits de crue de différente fréquence pour le dimensionnement hydraulique et du génie civil des ouvrages. En d'autre terme, il présente les données de base techniques nécessaires à l'étude de l'aménagement, c'est l'hydrologie de la rivière. Avant de s'attaquer à l'étude hydrologique proprement dite, on va parler de la climatologie de la zone d'étude.

III-1) Evaluations des ressources en eau :

III-1-1) Climatologie de la zone d'étude :

Par définition, le climat est l'ensemble des circonstances atmosphériques auxquelles est soumis un lieu. Par conséquent, il est important de connaître les caractéristiques climatiques de la région que l'on veut aménager par exemple, car l'origine des crues dépend intimement des facteurs climatologiques de la zone concernée.

Puisque la zone d'étude fait partie des hautes terres centrales, le climat est du type tropical d'altitude à la fois chaud et sec. Il est caractérisé, en général, par la présence de deux saisons :

- Une saison chaude et humide de novembre à avril ;
- Une saison sèche et fraîche de mai à octobre.

La station météorologique la plus proche de la zone d'étude est la station d'Ambatofinandrahana qui a les coordonnées suivantes : 20,38° de latitude Sud, 46,55° de longitude Est et de 1 450 mètres d'altitude. Les données climatologiques disponibles à la station météorologique d'Ambatofinandrahana sont les suivantes : les pluviométries mensuelles moyennes, les températures, l'humidité relative, la vitesse des vents et l'insolation.

III-1-2) Traitement des données climatologiques :

III-1-2-1) La pluviométrie :

Pour un projet d'aménagement hydro agricole, il est nécessaire de connaître la pluviométrie dans la zone d'étude afin d'en déduire les apports garantis de la rivière ou du fleuve et d'estimer les débits de crue. Les données pluviométriques seront analysées statistiquement pour avoir certaines valeurs utiles et nécessaires pour la suite de l'étude. Il s'agit :

- ✚ des pluies mensuelles moyennes de différentes fréquences sèches ou humides pour en déduire les apports garantis de la rivière ;
- ✚ et des pluies maximales journalières des différentes fréquences pour l'estimation des débits de crue nécessaire pour dimensionnement des barrages ou des ouvrages.

La station pluviométrique qui ayant une longue durée d'observations (44 années d'observations de 1971 à 2015 sauf 1981, 1982, 1984, 1985, 1986, 1987, 1988), la plus proche de la zone d'étude est celle d'Ambatofinandrahana.

➤ Pluviométries mensuelles moyennes interannuelles :

La détermination de la pluviométrie mensuelle moyenne ou annuelle de différente fréquence se base sur l'ajustement statistique selon la loi Normale de Gauss. Le détail de calcul sera annexé au présent document (voir Annexe 2).

Le tableau suivant montre les pluviométries mensuelles moyennes ou annuelles de différentes fréquences de la station Ambatofinandrahana :

Tableau 4: Pluviométries mensuelles moyennes ou annuelles des différentes fréquences

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
Pmoy(mm)	311,9	224,7	158,9	47,6	12,9	4,0	4,3	3,0	7,9	60,4	103,5	189,9	1129,0
%	27,6	19,9	14,1	4,2	1,1	0,4	0,4	0,3	0,7	5,3	9,2	16,8	100
P5S (mm)	245,4	176,7	125,0	37,4	10,1	3,2	3,4	2,4	6,3	47,5	81,4	149,4	888,1
P10S (mm)	210,5	151,6	107,3	32,1	8,7	2,7	2,9	2,0	5,4	40,8	69,9	128,2	761,9
P5h (mm)	378,5	272,6	192,9	57,7	15,6	4,9	5,2	3,6	9,6	73,3	125,6	230,4	1370,0
P10h (mm)	413,4	297,7	210,6	63,1	17,0	5,3	5,7	4,0	10,5	80,0	137,2	251,7	1496,2

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

Où : Pmoy (mm) : Pluviométrie mensuelle moyenne ou annuelle moyenne en mm ;

% : Pourcentage ;

P5S (mm) : Pluviométrie fréquentielle de fréquence quinquennale sèche en mm ;

P10S (mm) : Pluviométrie fréquentielle de fréquence décennale sèche en mm ;

P5h (mm) : Pluviométrie fréquentielle de fréquence quinquennale humide en mm ;

P10h : Pluviométrie fréquentielle de fréquence décennale humide en mm.

➤ Pluviométrie maximale journalière :

Les relevés pluviométriques journaliers interannuels permettent de connaître la plus forte précipitation de chaque année, c'est ce qu'on appelle pluie maximale journalière. Les pluies maximales journalières de différentes fréquences seront obtenues par ajustement statistique selon la loi de distribution classique appelé loi de GUMBEL.

Le détail de calcul sera donné à l'annexe 2, on aboutit aux résultats montrés dans le tableau suivant :

Tableau 5: Pluviométries maximales journalières de différentes fréquences de la Station Météorologique d'Ambatofinandrahana

T (ans)	5	10	25	50	100	225
P max (24, T) (mm)	78,6	94,5	114,4	129,3	144,0	161,1

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

Où : P max (24, T) (mm) : Pluviométrie maximale journalière de période de retour T en mm.

III-1-2-2) Les Températures :

Pour notre étude, on s'intéresse à la distribution mensuelle moyenne des températures maximales journalières Tmax et minimales journalières Tmin. La connaissance de la variation de la température est indispensable car elle a une grande influence sur l'évaporation de l'eau et la transpiration de la plante. D'après les données recueillies à la Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby, la température dans la région varie entre 8 °C et 28 °C.

Le tableau suivant montre les températures maximales mensuelles, les températures minimales mensuelles et les températures mensuelles moyennes :

Tableau 6: Températures maximales, minimales et moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tmin(°C)	15,1	14,6	12,7	11,6	12,2	9,2	9,5	10,6	12,8	13,6	13,7	15,6
Tmax(°C)	26,6	27,0	27,4	28,0	26,5	25,2	25,2	26,3	29,0	29,9	28,8	27,7
Tmoy(°C)	20,9	20,8	20,1	19,8	19,4	17,2	17,4	18,5	20,9	21,8	21,3	21,7

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

III-1-2-3) L'humidité relative :

D'une façon générale, on exprime la concentration de vapeur d'eau dans l'air par la sensation d'humidité. On parle d'humidité relative, la teneur en vapeur d'eau de l'air ambiant déterminé par le rapport de pression (ou tension) de vapeur réelle à la pression de vapeur saturante. Pour les données recueillies à la Direction Générale de la Météorologie, elle est exprimée en pourcentage (%).

Le tableau suivant résume l'humidité relative mensuelle de la station météorologique d'Ambatofinandrahana :

Tableau 7 : Humidité relative

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hr (%)	72	76	74	74	70	67	67	67	62	55	63	72

Source : Direction Générale de la Météorologie

III-1-2-4) Vitesse du vent :

La vitesse du vent est considérée comme facteur important à l'évaporation de l'eau, les changements de la chaleur et les échanges de masse qui ont été liés à la surface et l'air. Cette influence importe beaucoup sur les besoins en eau du périmètre irrigation.

Le tableau en-dessous montre les vitesses du vent mensuelles moyennes dans la station d'Ambatofinandrahana :

Tableau 8 : Vitesses du vent moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse vent (km/j)	193	194	183	203	140	143	161	196	208	217	204	184

Source : Direction Générale de la Météorologie

III-1-2-5) Insolation :

Cette élément climatologique est extrêmement importante au calcul de besoin en eau d'irrigation. Astronomiquement, la durée d'insolation dépend de la distance du soleil au-dessus de l'horizon et la durée respective des jours et des nuits. Autrement dit la durée de l'insolation est fonction de l'altitude du lieu de mesure et du jour de l'année.

La valeur moyenne journalière de l'insolation à la station d'Ambatofinandrahana est montrée dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Valeurs moyennes mensuelles journalière de l'insolation dans la zone d'Ambatofinandrahana

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Insolation(h)	6,2	6,1	5,5	6,0	6,0	5,6	5,3	6,2	7,4	7,4	7,1	6,2

Source : Direction Générale de la Météorologie

III-1-3) Caractéristiques du bassin versant (BV) :

Les principales caractéristiques du bassin versant sont les suivantes :

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

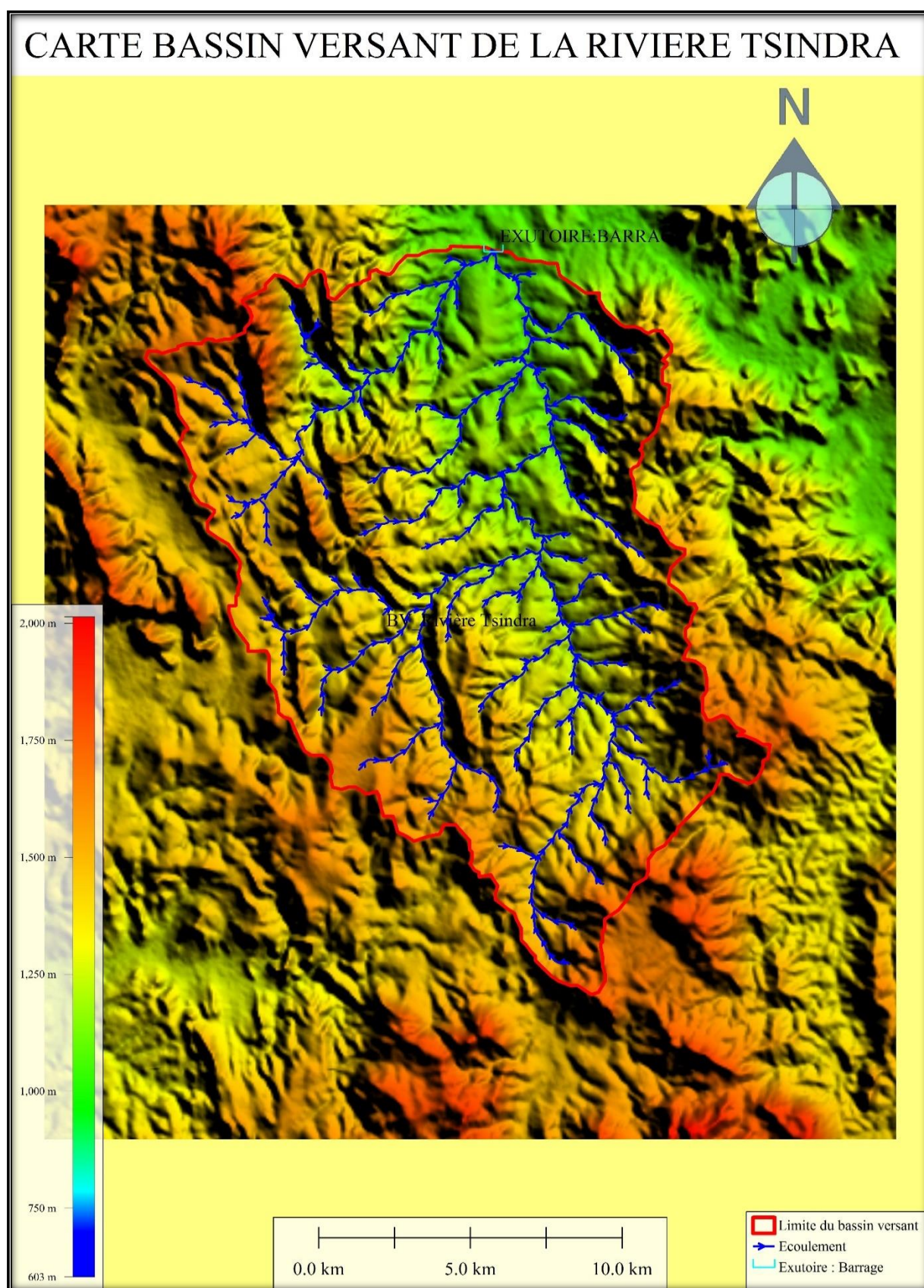
III-1-3-1) Définition du bassin versant :

Le BV d'un cours d'eau en un point donné ou en une section de contrôle donné est l'ensemble de la surface topographique en amont de section de contrôle drainée par le cours d'eau et ses affluents de tel sorte que tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit passer impérativement à travers la section de contrôle appelé exutoire pour continuer son trajet vers l'aval. Ici, la section de contrôle ou exutoire est le lieu d'emplacement du barrage.

III-1-3-2) Détermination de la superficie et du périmètre du BV :

Le bassin versant dans notre étude est tracé à l'aide des logiciels « Google Earth » et « Global Mapper » par l'intermédiaire du modèle SRTM. La superficie du bassin versant est calculée à l'aide du logiciel « Global Mapper », on obtient une superficie égale à 288 km². Le périmètre du bassin versant est obtenu aussi à partir de ce logiciel et a une valeur égale à 86 km.

Le tracé du bassin versant est présenté dans la carte en-dessous :



Carte 5 : Carte du bassin versant de la rivière Tsindra à Soavina

III-1-3-3) Caractéristique de forme du bassin versant : Indice de compacité de GRAVELIUS :

La caractéristique de forme permet d'identifier la forme d'un BV étudié. La caractéristique de forme généralement admis pour représenter la forme d'un bassin versant est le « coefficient K de GRAVELIUS ». Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant même surface que celui-ci.

$$K = \frac{P}{2 \times \sqrt{\pi \times S}} \approx 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

K : Coefficient de forme ou Indice de compacité de GRAVELIUS

P : Périmètre du bassin versant en km

S : Superficie du bassin versant en km²

Selon la valeur de K, on peut définir la forme du bassin versant :

- Si $K \approx 1$, le bassin versant a une forme ramassée
- Si $K \gg 1$, on dit que le bassin versant a une forme allongée

Le détail de calcul sera annexé au présent document (ANNEXE 3). D'après calcul, on trouve $K = 1,42$; donc le bassin versant a une forme plus ou moins ramassée.

III-1-3-4) Longueur du plus long cheminement hydraulique :

Il s'agit d'un paramètre hydraulique qui permettrait de comparer un bassin versant à un « rectangle équivalent » qui est en quelque sorte un chenal rectangulaire de longueur L et de largeur l que l'on peut estimer à partir de la superficie du BV. Le bassin versant est alors assimilé à un rectangle appelé rectangle équivalent de même périmètre et de même surface.

Donc, la longueur du plus long cheminement hydraulique n'est autre que la longueur du rectangle équivalent et donné par la formule suivante :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

Où :

L : longueur du plus long cheminement hydraulique en km

K : Indice de compacité de GRAVELIUS ou coefficient de forme

S : Superficie du bassin versant en km²

Après calcul, la longueur du plus long cheminement hydraulique est $L = 35$ km.

III-1-3-5) Pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne du bassin versant est obtenue en connaissant les altitudes maximales et minimales. Les altitudes maximales et minimales sont obtenues à l'aide du logiciel « Global Mapper»

Elle est donnée par la relation suivante :

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

Où :

I : la pente moyenne du bassin versant en m/km

Z_{max} : altitude maximale du BV, qui est l'élévation maximale observée à l'intérieur du bassin versant (m)

Z_{min} : altitude minimale qui est la côte au niveau de l'emplacement du barrage (m)

L : longueur du plus long cheminement hydraulique en km

D'après calcul, on aura I = 21,2 m/km

III-1-3-6) Temps de concentration :

Le temps de concentration T_c est la durée que met une particule ou une goutte d'eau provenant de la partie du bassin versant la plus éloignée hydrologiquement pour arriver à l'exutoire. En principe, pour une pluie uniforme le débit maximal à l'exutoire est atteint lorsque la durée de la pluie atteint ou dépasse le temps de concentration.

Pour déterminer le temps de concentration T_c, on utilisera les méthodes classiques telles celle de PASSINI, Californienne ou autres, etc... Pour notre étude, on utilise la formule de Passini et donné par la relation suivante :

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}} \text{ (h)}$$

Dans lesquelles :

T_c : Temps de concentration en heure

S : Superficie du bassin versant en km²

L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en km

I : Pente moyenne du bassin versant en m/m

En faisant le calcul numérique, on obtient T_c = 15,97 heures. Tous les détails de calculs concernant les caractéristiques du bassin versant sont à l'annexe (ANNEXE 3).

Les caractéristiques du bassin versant énoncés ci-dessus sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 10 : Caractéristiques du bassin versant Soavina

Exutoire	S(km ²)	P(km)	K	L(km)	Zmax(m)	Zmin(m)	Zm(m)	I(m/km)	Tc(h)
B.Soavina	288	86	1,42	35	1 852,0	1 077,0	1 464,5	21,2	15,97

III-1-4) Evaluation des ressources en eau mobilisables ou étude hydrologique:

Pour l'évaluation des ressources en eau disponibles, il existe deux méthodes de calculs plus courantes tels que :

- La méthode C.T.G.R.E.F. (Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêts) ;
- La méthode de station de référence (SRF).

III-1-4-1) La méthode C.T.G.R.E.F :

Cette méthode est basée sur la connaissance des caractéristiques du BV, du paramètre et donnés des pluies montrés dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Caractéristiques du BV, paramètre et données nécessaires pour la méthode de C.T.G.R.E.F.

Exutoire	S(km ²)	L(km)	Zmax(m)	Zmin(m)	Zmoy(m)	I(m/km)	Pmoy (mm)	σ (mm)	B
B.Soavina	288	35	1 852,0	1 077,0	1 464,5	21,2	1 129,0	286,8	45

a) Apports annuels :

La méthode C.T.G.R.E.F. consiste à déterminer le débit d'apport annuel moyen ou fréquentiel de fréquence F du bassin versant étudié grâce à la seule formule empirique qui est préconisée pour l'estimation des apports.

Cette méthode utilise les données des pluviométries mensuelles moyennes pendant plusieurs années d'observations.

L'expression des apports s'écrit alors :

$$Q_{a \text{ ou } F} (l/s) = \frac{S}{31,5} \times H \text{ tel que } H = \left[\frac{Pa(moy \text{ ou } F)}{B} \right]^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Zmoy}{100} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

$Q_{a \text{ ou } F} (l/s)$: Apports annuel moyen ou fréquentiel de fréquence F en l/s ;

S : Superficie du bassin versant en km²

H : Lamé d'eau écoulé en mm

Pa (moy ou F) : Pluies moyenne annuelle ou fréquentielle de fréquence F en mm

B : Paramètre régionalisé (Mania à Fasimena B = 45)

Zmoy : altitude moyenne du bassin versant en m.

Les résultats des calculs sont indiqués par le tableau suivant :

Tableau 12 : Apports moyens annuels ou fréquentiels de fréquence quinquennal et décennal sèches par la méthode C.T.G.R.E.F.

Période de retour (ans)	Médiane	Années Sèches	
	2	5	10
H (mm)	526,1	352,6	273,1
Q_{a ou F} (l/s)	4 809,9	3 224,0	2 497,2
Q_{a ou F} (m³/s)	4,810	3,224	2,497

b) Apports mensuels :

Les apports mensuels sont estimés à partir des apports annuels en appliquant le coefficient de répartition mensuelle établi par ALDEGHERI dans les études hydrologiques des périmètres irrigués à Madagascar.

Ainsi, les apports mensuels sont obtenus grâce à l'utilisation de la formule suivante :

$$Q_{mF} = \frac{12 \times Q_{a ou F} \times R1}{100}$$

Où :

Q_{mF} : Apports mensuels de fréquence F pour le mois m (l/s) ;

Q_{a ou F} : Apports annuel moyen ou fréquentiel de fréquence F (l/s) ;

R1 : Coefficient de répartition mensuelle d'ALDEGHERI correspond aux bassins versants des Hautes Terres Centrales.

Le tableau en-dessous donne les apports mensuels moyens ou fréquentiels des fréquences sèches :

Tableau 13: Apports moyens mensuels et fréquentiels des fréquences quinquennaux et décennaux secs par C.T.G.R.E.F

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9
Q_mmoy (l/s)	9754,5	9639,0	9869,9	5598,7	3290,0	2366,5	2135,6	1962,4	1500,7	1385,2	2770,5	7445,7
Q_m5S (l/s)	6538,3	6461,0	6615,7	3752,8	2205,2	1586,2	1431,5	1315,4	1005,9	928,5	1857,0	4990,8
Q_m10S (l/s)	5064,4	5004,5	5124,3	2906,8	1708,1	1228,6	1108,8	1018,9	779,1	719,2	1438,4	3865,7

III-1-4-2) La méthode des STATIONS DE REFERENCE(SRF) :

La méthode des Stations de référence est basée sur l'exploitation de valeurs enregistrées à la station hydrométrique la plus proche de la zone d'étude qui possède une série d'observations significatives pour pouvoir effectuer un ajustement statistique aux données observées.

Cette méthode utilise les données des débits spécifiques. La station hydrométrique la plus proche de la zone d'étude est celle de Mania à Fasimena dont les débits spécifiques des apports annuels sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Débits spécifiques de la Station Mania à Fasimena

Période (ans)	Années Sèches				Médiane	Années humides			
	50	20	10	5		5	10	20	50
q(l/s/km²)	12,6	14,0	15,5	17,2	21,6	27,7	31,5	35,3	40,2

Source : Fleuves et Rivières de Madagascar ; Pierre chaperon, Joël Danloux, Luc Ferry ; page 552 tableau 7.84

a) Apports annuels :

Les apports annuels de différentes fréquences sont obtenus en multipliant les débits spécifiques de différents périodes de retour par la superficie du bassin versant étudié. La méthode est basée sur l'utilisation de la relation suivante :

$$Q_F = q_F \times S_{BV}$$

Dans lesquelles :

Q_F : Apport annuel de fréquence F en l/s

q_F : débit spécifique de fréquence F en l/s/km²

S_{BV} : Superficie du bassin versant en km²

L'apport moyen annuel, l'apport quinquennal et décennal sèches sur le bassin versant de Soavina sont obtenus en multipliant la superficie de celui-ci par les débits spécifiques q₂, q_{5S} et q_{10S} présentés dans le tableau ci-dessus respectivement. Les résultats de calculs sont donnés au tableau suivant :

Tableau 15: Apports annuels de la rivière Tsindra par la méthode SRF

Période (ans)	Médiane	Années Sèches	
	2	5	10
Q_F (l/s)	6 220,8	4 953,6	4 464,0
Q_F (m³/s)	6,221	4,954	4,464

b) Apports mensuels :

Les apports mensuels de la méthode SRF sont déterminés de la même manière que ceux de la méthode C.T.G.R.E.F. en utilisant le même coefficient de répartition mensuelle d'ALDEGHERI.

On aboutit aux résultats représentés dans le tableau en-dessous :

Tableau 16 : Apports moyens mensuels et fréquentiels de fréquences quinquennaux et décennaux secs par SRF

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9
Q_mmoy (l/s)	12615,8	12466,5	12765,1	7241,0	4255,0	3060,6	2762,0	2538,1	1940,9	1791,6	3583,2	9629,8
Q_m5S (l/s)	10045,9	9927,0	10164,8	5766,0	3388,3	2437,2	2199,4	2021,1	1545,5	1426,6	2853,3	7668,2
Q_m10S (l/s)	9053,0	8945,9	9160,1	5196,1	3053,4	2196,3	1982,0	1821,3	1392,8	1285,6	2571,3	6910,3

III-1-4-3) Synthèse des résultats :

D'une manière générale, l'apport qui entre en jeu pour le projet d'aménagement hydro agricole est l'apport quinquennal sec. Les valeurs des apports mensuels quinquennaux secs obtenues par la méthode C.T.G.R.E.F sont à la moitié des valeurs des apports mensuels quinquennaux secs obtenues par la méthode SRF.

Les résultats obtenus par ces deux méthodes (SRF et C.T.G.R.E.F) seront comparés aux débits mesurés directement sur terrain. Pourtant nous n'avons que de débit ponctuel mesuré au niveau du déversoir du barrage lors de la descente sur terrain, la confrontation de ces deux valeurs ne peut pas être effectuée. Par conséquent, il est prudent de prendre les valeurs moyennes obtenues par ces deux méthodes.

La courbe en-dessous représente la comparaison de deux méthodes (SRF et C.T.G.R.E.F) :

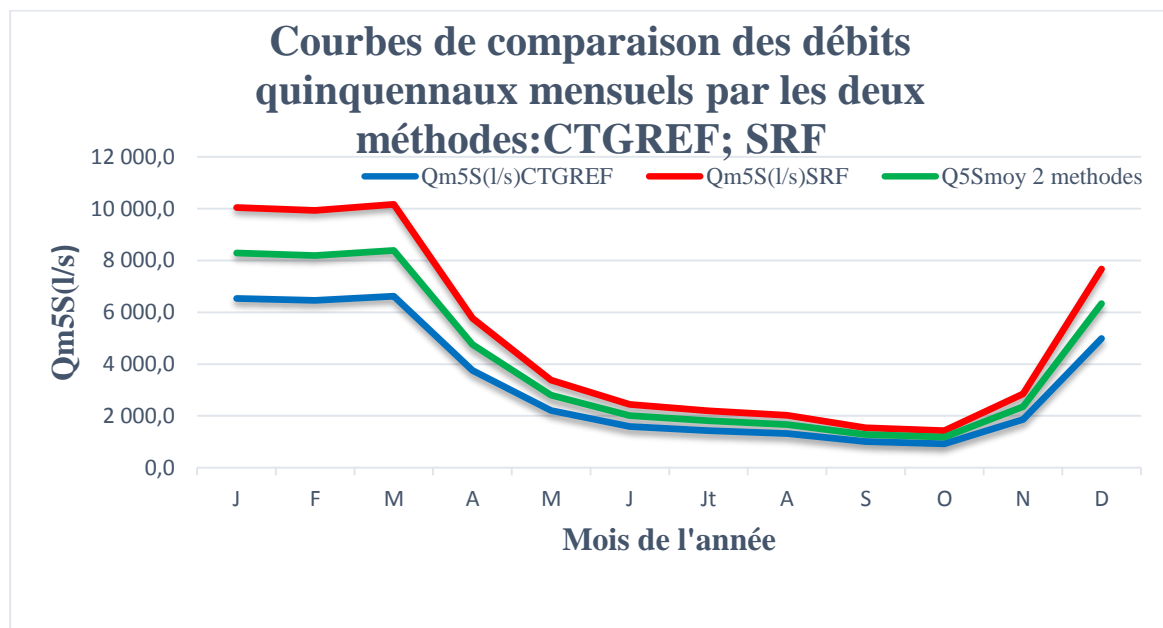


Figure 2 : Courbes de comparaison des débits quinquennaux mensuels secs par les deux méthodes : C.T.G.R.E.F et SRF

Les valeurs retenues des apports quinquennaux mensuels secs sont montrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau 17 : Apports quinquennaux mensuels secs au droit du barrage

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
Q_{m5S}	8 292,1	8 194,0	8 390,2	4 759,4	2 796,7	2 011,7	1 815,4	1 668,2	1 275,7	1 177,6	2 355,2	6 329,5
(l/s)												

Les valeurs des apports quinquennaux mensuels secs vont être utilisées dans le calcul de l'adéquation ressources besoins.

III-2) Estimation des débits de crues :

L'estimation du débit de crue est très importante pour les dimensionnements et la tenue des ouvrages. Il existe plusieurs méthodes pour l'estimation des débits de crues, mais nous préconisons :

- la méthode rationnelle, et
- la méthode Louis DURET

III-2-1) La méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est utilisée en principe pour les petits bassins versants de superficie inférieure à 4 km² et à la limite inférieure à 10 km².

C'est une formule empirique basée sur la formule suivante :

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

Où :

Q : débit de crue en m³/s

C : coefficient de ruissellement

S : superficie du bassin versant en km²

i : intensité de pluie maximale en mm/h exprimée par la formule de type MONTANA définit ci-après :

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

Dans lesquelles :

i(t, F) : intensité de pluie maximale en mm/h de durée t et de fréquence F

P(t, F) : Hauteur de pluie tombée pendant la durée t pour une fréquence F en mm

P(24, F) : Hauteur de pluie maximale journalière de fréquence F en année humide (mm)

b : paramètre régional (Annexe 9)

III-2-2) Méthode de Louis DURET :

La méthode Louis DURET est une méthode dérivée de la méthode rationnelle. Elle est également établie pour l'étude de crue, mais elle est spécifiée pour les bassins versants de superficie supérieure à 10 km².

Pour notre projet, on utilisera les formules simplifiées suivantes :

$$Q_F = 0,002 \times S^{0,8} \times I^{0,32} \times P_F^{1,39} \quad \text{pour } S > 150 \text{ km}^2$$

et

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

Avec :

Q_F : débit de crue de fréquence F (m³/s)

S : Superficie du bassin versant (km²)

I : pente moyenne du bassin versant (m/km)

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

Les formules simplifiées ci-dessus sont établies par SOMEAH-SOGREAH pour les études de réhabilitation des PPI dans la zone d'Ambositra et Antsirabe autrement dit dans les zones Hautes Terres Centrales.

Comme la superficie du bassin versant de notre étude est $S = 288 \text{ km}^2$ et d'après la formule précédente, les débits de différents période de retour du BV de la rivière Tsindra sont données dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Résultats des débits de crue du barrage Soavina par la méthode Louis DURET

Exutoire	S(km ²)	I(m/km)	P(24,F) (mm)	10 ans	25 ans	50 ans	100ans	225ans
				94,5	114,4	129,3	144,0	161,1
B.Soavina	288	21,2	$Q_F(\text{m}^3/\text{s})$	274,6	358,5	424,7	493,4	576,9

D'après ce tableau, on peut en déduire que :

- le crue de projet de période de retour 50 ans est : **424,7 m³/s**
- le crue de sureté de période de retour 225 ans est : **576,9 m³/s**

Chapitre.IV EVALUATION DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION ET ADEQUATIONS RESSOURCES-BESOINS :

Ce chapitre a pour objet de connaître les demandes en eau d'irrigation du périmètre Soavina rive droite et de faire la comparaison de ces besoins par rapport à la ressource disponible.

IV-1) Etude des besoins en eau :

Les besoins en eau d'irrigation de la riziculture se composent des besoins en eau des plantes et des besoins en eau relatifs à la pratique culturale. Le calcul des besoins en eau du périmètre permet de définir les caractéristiques des ouvrages à mettre en place.

L'étude permettra aussi d'aboutir aux débits fictifs continus qui serviront de base pour calculer le débit d'équipement afin de dimensionner les réseaux d'irrigation. Et elle également complétée par l'adéquation entre les ressources disponibles et les besoins en eau d'irrigation de la culture. Le logiciel mis au point par la FAO qui s'appelle « CROPWAT » a été utilisé pour effectuer les calculs proprement dit de ces besoins en eau.

IV-1-1) Besoins en eau des plantes :

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

$$B_{\text{plante}} = K_c \times ETP - P_e$$

Avec :

B_{plante} : besoin en eau de la plante (mm)

K_c : coefficient cultural

ETP : évapotranspiration potentielle (mm)

P_e : pluie efficace (mm) = 80% de la pluviométrie enregistrée.

IV-1-1-1) Evapotranspiration :

L'évapotranspiration est l'ensemble de l'eau utilisée par les plantes pour leur constitution et leur transpiration et de l'eau évaporée directement par le sol. Et cela faisant la base de l'hypothèse du maintien du taux d'humidité du sol à sa capacité de rétention et d'un développement végétatif maximal.

Pour calculer l'évapotranspiration, nous avons utilisé le logiciel CROPWAT 8.0. La formule utilisée pour calculer l'évapotranspiration avec le logiciel CROPWAT est celle de Penman-Montheit. Elle est donnée par la relation en-dessous :

$$ET_0 = \frac{0,48 \Delta (R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} U_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 U_2)}$$

Dans lesquelles :

ET_0 : Evapotranspiration de référence en mm.jour^{-1}

Δ : la pente de la courbe de pression de vapeur saturante en fonction de la température ambiante en $\text{mbar. } ^\circ\text{C}^{-1}$

R_n : Rayonnement net à la surface de la culture en $\text{MJm}^{-2}\text{jour}^{-1}$

G : Densité de flux de chaleur dans le sol en $\text{MJm}^{-2}\text{jour}^{-1}$

T : Température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m en $^\circ\text{C}$

γ : constante psychrométrique $\text{mbar. } ^\circ\text{C}^{-1}$

U_2 : Vitesse du vent à une hauteur de 2 m en m.s^{-1}

e_s : Pression de vapeur saturante en KPa

e_a : Pression de vapeur réelle en KPa

Les données qui entrent en jeu dans le calcul sont les suivantes :

- la température ;
- l'humidité relative ;
- la vitesse du vent ;
- et l'insolation.

La station prise en compte est la station climatologique d'Ambatofinandrahana. Les résultats de calcul d' ET_0 par le logiciel CROPWAT sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Evapotranspiration ET_0 de la Station d'Ambatofinandrahana

Mois	Temp Min	Temp Max	Humidité	Vent	Insolation	Ray.	ET_0
	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	%	km/jour	heures	$\text{MJ/m}^2/\text{jour}$	mm/jour
Janvier	15,1	26,6	72	193	6,2	20,4	4,48
Février	14,6	27,0	76	194	6,1	19,6	4,24
Mars	12,7	27,4	74	183	5,5	17,3	3,88
Avril	11,6	28,0	74	203	6,0	15,9	3,65
Mai	12,2	26,5	70	140	6,0	13,7	2,96
Juin	9,2	25,2	67	143	5,6	12,2	2,66
Juillet	9,5	25,2	67	161	5,3	12,3	2,76
Août	10,6	26,3	67	196	6,2	15,2	3,43
Septembre	12,8	29,0	62	208	7,4	19,2	4,58
Octobre	13,6	29,9	55	217	7,4	21,1	5,42
Novembre	13,7	28,8	63	204	7,1	21,6	5,13
Décembre	15,6	27,7	72	184	6,2	20,4	4,58

Source : CROPWAT 8.0

IV-1-1-2) Pluie Efficace :

La pluie efficace désigne la quantité d'eau nécessaire à la croissance de la plante. Il existe plusieurs formules proposées par le concepteur de ce logiciel pour calculer la valeur de la pluie efficace et on adopte le pourcentage fixé.

Plus précisément, la pluie efficace est prise égale à 80% de la pluviométrie enregistrée c.-à-d. 80% de la pluviométrie mensuelle de fréquence quinquennale sèche pour notre projet.

Les résultats de calcul par le logiciel sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 20: Résultats des calculs de pluies efficaces par le logiciel CROPWAT

Mois	Pluie	Pluie eff.
	mm	mm
Janvier	245,4	196,3
Février	176,7	141,4
Mars	125,0	100,0
Avril	37,4	29,9
Mai	10,1	8,1
Juin	3,2	2,6
Juillet	3,4	2,7
Août	2,4	1,9
Septembre	6,3	5,0
Octobre	47,5	38,0
Novembre	81,4	65,1
Décembre	149,4	119,5

Source : CROPWAT

IV-1-1-3) Coefficient cultural :

Le coefficient cultural est lié directement au stade végétatif de la plante. Par suite, il faut connaître la durée de phase de croissance de la plante. Le riz immergé a six phases croissances y compris les périodes correspondant à la croissance en pépinière et à la préparation du sol.

Le coefficient cultural est également un facteur important de l'alimentation hydrique de la parcelle. Il est défini par le rapport entre le besoin en eau optimum de la culture et la demande évaporative.

Pour le riz, il varie en général entre 1,20 et 0,8 du stade pépinière jusqu'au stade de la récolte. La figure en-dessous montre la variation du coefficient cultural en fonction de la phase de croissance du riz selon le logiciel CROPWAT :

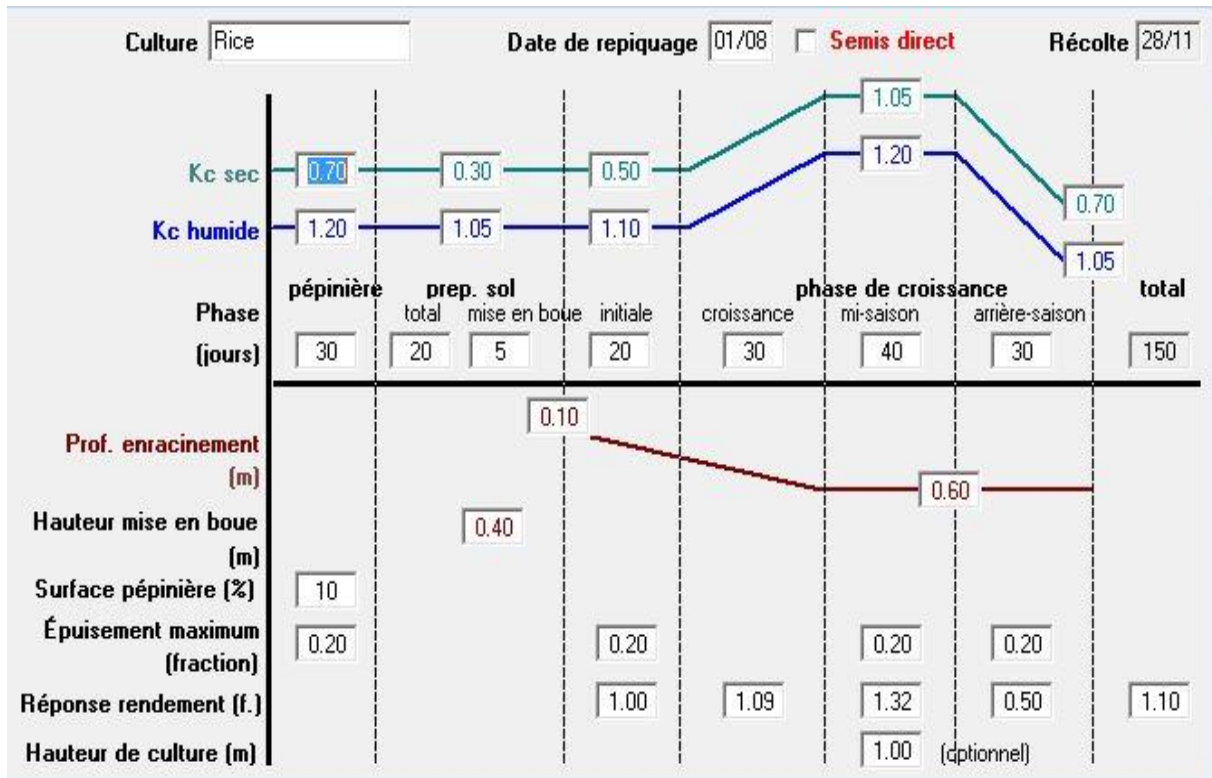


Figure 3 : Variation du coefficient cultural en fonction de la phase de croissance du riz(CROPWAT)

IV-1-2) Besoins en eau relatifs à la pratique culturale :

Pour la riziculture, son irrigation est assez particulière par rapport aux autres cultures car on se fait par submersion. Par suite, les pratiques culturales exigent les opérations suivantes :

- mise en boue
- remplissage de clos
- assec
- entretien

IV-1-2-1) Mise en boue :

Cette opération s'effectue avant le repiquage pour humecter le profil du couche du sol arable jusqu'à la saturation, ceci pour faciliter la préparation du sol. La quantité d'eau apportée pour cette opération varie selon la nature pédologique du sol. Elle varie entre 150 et 180 mm.

IV-1-2-2) Remplissage de clos :

Comme la riziculture est une culture submersible, elle nécessite de plan d'eau uniforme après le repiquage. Le remplissage de clos est effectué après le repiquage pour avoir le plan d'eau uniforme dans la rizière. La quantité d'eau apportée varie suivant le mode de la pratique culturale. Pour la culture traditionnelle, elle est égale à 100 mm et pour le SRI, elle varie entre 20 et 50 mm.

IV-1-2-3) Assec :

Pour la riziculture, il suffit de vider l'eau dans la rizière pour faciliter l'opération de sarclage et après on remplit la rizière pour avoir le plan d'eau uniforme avant le sarclage. L'ensemble de ces opérations s'appelle l'assec. La quantité d'eau apportée pour cette opération est égale à celle apportée pendant le remplissage de clos.

IV-1-2-4) Entretien :

L'entretien est effectué après le sarclage jusqu'à la récolte. La quantité d'eau apportée est environ 50 mm.

IV-1-3) Besoin en eau du riz :

Dans la pratique, les besoins en eau du riz sont déterminés par le programme du logiciel CROPWAT. Les valeurs des besoins en eau donnés par le logiciel CROPWAT sont par décade.

Pour l'utilisation de ce logiciel, les paramètres qui entrent en jeu dans le calcul sont les suivantes :

- la durée des phases de croissance de la plante
- le coefficient cultural
- l'apport pour la préparation du sol qui est prise égale à 180 mm
- le taux de percolation qui est égal à 3,1 mm/j
- et le début de repiquage.

D'après les enquêtes pendant la descente sur terrain, les habitants dans la zone d'étude pratique la culture de riz en double saison :

- le « Vary aloha » : du mois de juillet jusqu'au mois de janvier
- le « Vary Afara » : du mois de décembre au mois d'avril

Dans le calcul, nous considérons comme début de repiquage la date du 01 août pour le « vary aloha » et le 01 décembre pour le « vary Afara ». Donc pour un étalement de repiquage de 5 semaines, les dates du début de repiquage qu'on a utilisé pour le calcul du besoin en eau en utilisant le logiciel CROPWAT sont les suivantes :

- pour le « vary aloha » : 01 août ; 08 août ; 15 août ; 22 août ; 01 septembre ;
- pour le « vary Afara » : 01 décembre ; 08 décembre ; 15 décembre ; 22 décembre ; 01 janvier.

D'après cet étalement de repiquage et selon l'enquête menée sur terrain, on peut dresser le calendrier cultural suivant :

Tableau 21 : Calendrier culturel de la riziculture irriguée

Travaux	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Riziculture irriguée : « Vary aloha »												
Pré. sol												
Semis												
Repiquage												
Entretien												
Récolte												
Riziculture irriguée : « Vary Afara »												
Pré. sol												
Semis												
Repiquage												
Entretien												
Récolte												

IV-1-3-1) Besoin net :

C'est la quantité d'eau fournie à la culture, il est obtenu en multipliant le besoin en eau d'irrigation donné en mm/décade par CROPWAT par 10 (dix). Le besoin en eau d'irrigation est la somme des besoins en eau de la plante et les besoins en eau relatifs à la pratique culturale.

Le besoin net exprimé en m³/ha est donné par la formule suivante :

$$BN = 10 \times B_{irr}$$

Avec :

BN : Besoin net d'irrigation en m³/ha

B_{irr} : Besoin en eau d'irrigation donné en mm/décade par CROPWAT

Où : $B_{irr} = B_{plante} + B_{ptc}$

B_{plante} : Besoin en eau de la plante ;

B_{ptc} : Besoin en eau relatif à la pratique culturale.

5-1-3-2) Besoin brut :

Le besoin brut est la quantité d'eau à prélever dans la ressource mobilisable afin de satisfaire les besoins en eau de la culture. Plus précisément, c'est l'indispensable volume d'eau qui compense toutes les pertes telles que les pertes dans le réseau d'irrigation et les pertes au niveau des parcelles.

L'expression suivante donne le besoin brut de l'irrigation :

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

Où : BB : Besoin brut d'irrigation (m³/ha)

BN : Besoin net d'irrigation (m³/ha)

E : efficience globale du réseau.

IV-1-3-3) Efficience :

C'est le rapport entre les besoins de la plante et le débit du réseau plus précisément c'est le pourcentage de l'eau d'irrigation réellement utilisé.

$$E = \frac{\text{Débit en tête} - \text{Pertes}}{\text{Débit en tête}}$$

On peut distinguer :

- Efficience agronomique ou Efficience à la parcelle E_p :

C'est le rapport entre le besoin des plantes et l'eau distribuée en têtes des parcelles irriguées. Elle varie de 0,7 à 0,9.

- Efficience du réseau E_r :

C'est le rapport entre la quantité d'eau distribuée en tête de chaque parcelle à la quantité prélevée en tête du réseau. Elle varie entre 0,7 et 0,9.

- Efficience globale E_g :

C'est le rapport entre le besoin des plantes et le volume prélevé en tête du réseau. C'est le produit de l'efficience à la parcelle E_p et l'efficience du réseau E_r.

Pour notre étude, on prend E_p = 0,75 et E_r = 0,80, ceux-ci nous mène E_g = 0,60.

IV-1-3-4) Débit fictif continu (dfc) :

Le débit fictif continu (dfc) est le débit, qui fournit d'une façon continue 24 heures sur 24 heures pour satisfaire les besoins en eau d'une période donnée pour la surface unitaire. Il est exprimé en l/s/ha et donné par l'expression suivante :

$$\text{dfc(l/s/ha)} = \frac{\text{BB} \times 10^3}{\text{N} \times 24 \times 3\,600}$$

Avec :

dfc : Débit fictif continu en l/s/ha

BB : Besoin brut d'irrigation en m³/ha

N : Nombre de jour de la décade considéré (car le besoin en eau par décade) c-à-d N = 10 jours.

Les résultats des calculs effectués par le logiciel CROPWAT pour les besoins bruts de la culture et le dfc sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 22: Résultats de calcul des besoins en eau d'irrigation du périmètre Soavina Rive droite par CROPWAT 8.0

Mois		Juillet			Août			Septembre			Octobre			Novembre			Décembre		
Décade		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Date de repiquage : VARY ALOHA	01-août	2,1	112,0	184,2	34,7	37,3	46,4	48,9	55,6	55,7	55,2	55,3	57,4	44,7	38,3	16,5	0,0	0,0	0,0
	08-août	0,7	93,1	34,2	183,9	37,3	45,4	47,6	54,1	55,3	55,2	55,3	57,5	46,4	40,1	28,7	9,2	0,0	0,0
	15-août	0,0	1,2	105,9	183,5	36,8	45,3	46,3	52,6	53,9	55,0	55,2	57,3	46,7	41,9	30,4	19,4	9,8	0,0
	22-août	0,0	0,0	2,4	116,8	186,1	45,1	45,8	51,2	52,3	53,9	55,1	57,2	46,6	42,8	32,2	21,0	5,7	0,0
	01-sept	0,0	0,0	0,0	2,8	119,2	193,8	45,8	50,1	50,1	51,6	53,8	57,0	46,4	42,7	33,9	23,6	12,9	0,0
B irr (mm/décade)		0,6	41,3	65,3	104,3	83,3	75,2	46,9	52,7	53,5	54,2	54,9	57,3	46,2	41,2	28,3	14,6	5,7	0,0
BN = 10 × B irr(m ³ /ha)		5,6	412,6	653,4	1043,4	833,4	752,0	468,8	527,2	534,6	541,8	549,4	572,8	461,6	411,6	283,4	146,4	56,8	0,0
BB = BN/E (m ³ /ha)		9,3	687,7	1089,0	1739,0	1389,0	1253,3	781,3	878,7	891,0	903,0	915,7	954,7	769,3	686,0	472,3	244,0	94,7	0,0
dfc (l/s/ha)		0,01	0,80	1,26	2,01	1,61	1,45	0,90	1,02	1,03	1,05	1,06	1,10	0,89	0,79	0,55	0,28	0,11	0,00

Mois		Novembre			Décembre			Janvier			Février			Mars			Avril		
Décade		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Date de repiquage : VARY AFARA	01-déc	0,0	121,4	175,8	19,3	11,6	8,4	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0	8,2	9,2	14,9	0,0	0,0	0,0
	08-déc	1,9	86,2	25,8	168,2	11,6	7,5	0,0	0,0	0,0	0,0	4,5	0,0	9,2	10,6	20,4	16,1	0,0	0,0
	15-déc	0,0	0,0	93,5	167,7	11,0	7,4	0,0	0,0	0,0	0,0	4,7	0,0	9,5	11,8	21,9	25,0	7,9	0,0
	22-déc	0,0	0,0	0,0	100,0	160,0	7,2	0,0	0,0	0,0	0,0	4,8	0,0	9,6	12,3	23,3	26,3	32,4	0,0
	01-janv	0,0	0,0	0,0	0,0	92,5	155,6	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0	9,7	12,4	24,3	28,1	34,1	31,7
B irr (mm/décade)		0,4	41,5	59,0	91,0	38,8	6,1	0,0	0,0	0,0	0,0	3,7	0,0	7,3	8,8	16,1	13,5	8,1	0,0
BN = 10 × B irr (m ³ /ha)		3,8	415,2	590,2	910,4	388,4	61,0	0,0	0,0	0,0	0,0	36,6	0,0	73,0	87,8	161,0	134,8	80,6	0,0
BB = BN/E (m ³ /ha)		6,3	692,0	983,7	1517,3	647,3	101,7	0,0	0,0	0,0	0,0	61,0	0,0	121,7	146,3	268,3	224,7	134,3	0,0
dfc (l/s/ha)		0,01	0,80	1,14	1,76	0,75	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07	0,00	0,14	0,17	0,31	0,26	0,16	0,00

D'après ce tableau, on peut en déduire que le besoin en eau total de la double culture est la somme des besoins en eau totale de ces deux campagnes de riz. Le débit fictif continu pointe de la double culture, la valeur maximale de ces dfc pointe et les besoins en eau totale de ces deux saisons sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 23: Récapitulation du besoin en eau du périmètre soavina rive droite

Saisons	dfc pointe (l/s/ha)	Besoin en eau brute total (m ³ /ha)
Vary aloha	2,01	13 758,0
Vary afara	1,76	4 904,7
Double saison	2,01	18 662,7

IV-1-3-5) Débit d'équipement :

Le débit d'équipement est utilisé pour le dimensionnement des ouvrages dans le réseau d'irrigation. Sa valeur dépend étroitement des ressources en eau disponibles :

- Si les ressources en eau mobilisables sont limitées alors :

$$q_e = dfc_{max}$$

- Par contre si ressources en eau disponibles sont largement suffisantes alors :

$$q_e > dfc_{max}$$

Dans notre projet, le débit fictif continu de pointe est égal à 2,01 l/s/ha pour les deux saisons et par précaution, il est prudent de prendre le débit d'équipement **q_e = 2,01 l/s/ha**.

IV-1-3-6) Débit en tête du réseau :

Le débit en tête du réseau est le débit nominal de la prise. Il sert à dimensionner la prise et les ouvrages de transport de l'eau d'irrigation. Il est obtenu en multipliant le débit d'équipement q_e par la superficie du périmètre à irriguer.

$$Q_{en\ tête} = q_e \times S_{irriguer}$$

Avec :

Q_{en tête} : Débit en tête du réseau en l/s ;

q_e : Débit d'équipement en l/s/ha ;

S : Superficie du périmètre à irriguer en ha.

Puisque le débit d'équipement de notre étude est de 2,01 l/s/ha et la superficie du périmètre irrigué de Soavina RD est de 365 ha ; on aboutira au débit en tête du réseau suivant :

$$Q_{en\ tête} = 734\ l/s$$

IV-2) Adéquation ressources-besoins :

L'adéquation ressource-besoin a pour objectif de vérifier si les ressources en eau disponibles suffisent à satisfaire les besoins en eau d'irrigation du périmètre. Pour assurer une bonne irrigation du périmètre, il faut que les ressources en eau mobilisables soient largement supérieures par rapport aux besoins en eau du périmètre pour maintenir un débit de réserve pour les besoins écologiques qui a pour valeur de 276 l/s (5% de l'apport annuel moyen).

Pour avoir mieux une adéquation ressource-besoin satisfaisante, il faut tenir compte les besoins en eau en amont du système d'alimentation (ici barrage de dérivation). En amont du site du barrage Soavina, il existe deux périmètres qui ont les superficies 162 ha et 101 ha respectivement. L'estimation de la superficie de ces deux périmètres est effectué lors de la reconnaissance sur terrain et par l'utilisation des logiciels Google Earth et Global Mapper.

Le principe consiste à multiplier le débit fictif continu de chaque mois par la surface du périmètre à irriguer, et ensuite on fait la comparaison de ces valeurs avec les apports mensuels en année quinquennale sèche.

La délimitation du périmètre Soavina est établie avec les bénéficiaires lors de la descente sur terrain. La superficie du périmètre est ensuite estimée par l'intermédiaire des logiciels ci-dessus et on trouve 365 ha.

Par conséquent, un calendrier de repiquage peut être obtenu avec l'estimation de la superficie irrigable suivant les dates de repiquages.

Les résultats de l'adéquation ressource-besoin sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 24 : Adéquation ressources-besoins du périmètre Soavina RD

Superficie rizière en amont (ha)		263	Superficie irrigable riz août (ha)				365	Superficie irrigable riz déc. (ha)										
VARY ALOHA	Jt-01	Jt-02	Jt-03	A-01	A-02	A-03	S-01	S-02	S-03	O-01	O-02	O-03	N-01	N-02	N-03	D-01	D-02	D-03
Besoins amont (l/s)	2,8	209,3	331,5	529,3	422,8	381,5	237,8	267,5	271,2	274,9	278,7	290,6	236,1	419,5	443,2	536,1	225,9	30,9
Besoins aval riz Août (l/s)	3,9	290,5	460,1	734,6	586,8	529,5	330,1	371,2	376,4	381,5	386,8	403,3	325,0	289,8	199,5	103,1	40,0	0,0
Besoins aval riz Déc. (l/s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,7	292,3	415,6	641,0	273,5	42,9
Besoins totaux (l/s)	6,8	499,8	791,5	1264,0	1009,6	911,0	567,9	638,7	647,6	656,3	665,6	693,9	563,8	1001,6	1058,3	1280,2	539,3	73,9
Apports (l/s)	1815,4	1815,4	1815,4	1668,2	1668,2	1668,2	1275,7	1275,7	1275,7	1177,6	1177,6	1177,6	2355,2	2355,2	2355,2	6329,5	6329,5	6329,5
Ecart (l/s)	1808,6	1315,6	1023,9	404,2	658,6	757,2	707,8	637,0	628,1	521,2	512,0	483,7	1791,4	1353,6	1296,9	5049,3	5790,2	6255,6

Superficie rizière en amont (ha)		263	Superficie irrigable riz août (ha)				365	Superficie irrigable riz déc. (ha)										
VARY AFARA	N-01	N-02	N-03	D-01	D-02	D-03	J-01	J-02	J-03	F-01	F-02	F-03	M-01	M-02	M-03	A-01	A-02	A-03
Besoins en amont (l/s)	236,1	419,5	443,2	536,1	225,9	30,9	0,0	0,0	0,0	0,0	18,6	0,0	37,0	44,5	81,7	68,4	40,9	0,0
Besoins aval riz Août (l/s)	325,0	289,8	199,5	103,1	40,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Besoins aval riz Déc. (l/s)	2,7	292,3	415,6	641,0	273,5	42,9	0,0	0,0	0,0	0,0	25,8	0,0	51,4	61,8	113,4	94,9	56,7	0,0
Besoins totaux (l/s)	563,8	1001,6	1058,3	1280,2	539,3	73,9	0,0	0,0	0,0	0,0	44,3	0,0	88,4	106,4	195,0	163,3	97,6	0,0
Apports (l/s)	2355,2	2355,2	2355,2	6329,5	6329,5	6329,5	8292,1	8292,1	8292,1	8194,0	8194,0	8194,0	8390,2	8390,2	8390,2	4759,4	4759,4	4759,4
Ecart (l/s)	1791,4	1353,6	1296,9	5049,3	5790,2	6255,6	8292,1	8292,1	8292,1	8194,0	8149,6	8194,0	8301,8	8283,9	8195,2	4596,1	4661,7	4759,4

L'apport considéré pour l'adéquation ressource besoin est l'apport mensuel pour l'année quinquennale sèche. Pour l'année quinquennale sèche, les ressources en eau disponibles sont largement suffisantes pour assurer l'irrigation du périmètre entière avec étalement de repiquage à cinq semaines voire à six semaines.

Puisque l'apport minimal de la rivière Tsindra en mois d'octobre est de 1 177,6 l/s et en considérant un besoin total de 693,9 l/s à la troisième décade de ce même mois, on en déduit que le débit restant de ce mois est de 483,7 l/s. Ainsi, le débit restant est largement supérieur par rapport à l'hypothèse qui assure le maintien du débit de réserve de 276 l/s pour les besoins écologiques.

Par conséquent, on peut en conclure que cette ressource est largement suffisante pour irriguer le périmètre Soavina RD et le projet d'irrigation est convenable car les ressources disponibles satisfont bien les besoins en eau pour l'exploitation du périmètre

**Partie 3. ETUDE TECHNIQUE DE L'AMENAGEMENT DU
PERIMETRE**

Chapitre.V **DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE**

V-1) Historique et situation existante :

Le périmètre de Soavina est une grande plaine d'environ 1 400 ha qui se situe au bord de la rivière Mania. Il est alimenté par un barrage de dérivation implanté sur la rivière Tsindra et le barrage est équipé de deux prises principales qui se trouvent sur les deux rives : rive gauche et rive droite. Mais, ce qui concerne notre étude est le périmètre qui se trouve sur la rive droite du périmètre Soavina.

Le barrage de dérivation sur la rivière Tsindra construit en béton est implanté en 1992. Le corps du barrage est en bon état, mais sur les canaux principaux de la rive droite objet de notre étude, il y a beaucoup des problèmes tels le glissement d'une partie du canal principal, la menace de coupure du canal principal à cause du changement du lit de la rivière Tsindra, l'ensablement des canaux secondaires, la mauvaise gestion de l'eau d'irrigation et la présence fréquentes des inondations à cause de la montée de la rivière Mania.

De ce fait, la superficie irriguée n'atteint que deux centaines d'hectares et si le canal principal était coupé définitivement le périmètre entier serait privé de l'eau.

Une délimitation du périmètre est établie avec les usagers lors de la reconnaissance sur terrain. La superficie du périmètre est ensuite estimée en utilisant les logiciels Google Earth, Global Mapper, Arcgis et MapInfo, et la superficie du périmètre de la rive droite est 365 ha. Dans le 365 ha, il y a une partie inondée, celle-ci est environ de l'ordre de 100 ha.

V-2) Information sur la situation de l'Agriculture :

V-2-1) Riziculture :

L'agriculture est la base de l'économie rurale de la région dont la riziculture tient une place prépondérante. Le rendement moyen pour la culture du riz oscille autour de 2 tonnes par hectare. Le calendrier cultural de riz de cette zone d'étude est divisé en trois parties telles que la zone d'Andranomena (zone annuellement inondée) qui ne pratique qu'une seule culture du mois de mai au mois de juillet et les autres zones pratiquent les doubles cultures.

Le calendrier culturel de riz pratiqué par les paysans se présente comme suit :

Tableau 25: Calendrier culturel du riz

Travaux	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Double culture												
Riziculture irriguée : « Vary aloha »												
Préparation du sol												
Travaux pépinières												
Repiquage												
Sarclage												
Récolte												
Riziculture irriguée : « Vary Afara »												
Préparation du sol												
Travaux pépinières												
Repiquage												
Sarclage												
Récolte												
Riziculture inondée : « Vary précoce » (Lemaka Andranomena)												
Repiquage												
Récolte												

a) Variétés :

Les variétés de riz les plus cultivées par les agriculteurs avec leurs particularités sont les suivantes :

- Le « Vary botry » qui résiste mieux au climat dans la zone et son goût est très apprécié par les habitants ;
- Le « Vary X 265 » dont le rendement est plus élevé par rapport au « Vary botry »

b) Pratique culturale :

Dans la zone d'étude, les (03) trois systèmes de pratique culturale suivante sont rencontrés :

- Le système de riziculture traditionnelle (SRT) qui recouvre moins de 10% du périmètre ;
- Le système de riziculture amélioré (SRA), qui occupe plus de 85% du périmètre ;
- Le système de riziculture intense (SRI) avec 5% de la superficie.

c) Présentation de la situation foncière :

La commune rurale Soavina est dotée d'un guichet foncier depuis l'année 2009. Lors de la reconnaissance sur terrain et selon l'enquête fait au niveau du responsable du guichet foncier, un peu des terrains sont titrés et bornés et la plupart est reconnue au niveau communal.

Dans la commune de Soavina, les terrains sont acquis par héritage et une infime proportion est par achat.

Concernant l'aménagement du périmètre Soavina RD : il maintient les tracés de l'existant et il n'y a pas création de nouveau tracé, par conséquent il n'y a pas de conflit foncier.

Pour ce qui est des conflits fonciers, ils ne sont pas nombreux dans la zone du projet. Il s'agit des conflits d'héritages mais dans la plupart de temps, ils sont résolus au niveau communal.

d) Production avant-projet :

Comme le rendement avant-projet est de 2 T/ha, on estime une production moyenne de :

- Rive gauche : 1 000 T
- Rive droite : 600 T qui est la zone du projet.

V-2-2) Autres cultures vivrières :

Les autres cultures vivrières et/ou de contre saison de la région sont : le maïs, l'arachide, le haricot, le manioc, la patate douce, le voanjobory et les tomates qui sont l'aliment complément de riz et qui constituent d'énormes sources de revenus pour les paysans.

V-2-3) Contraintes et opportunités de mise en valeur :

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

Tableau 26: Contraintes et menaces, potentialités et opportunités de mise en valeur de l'agriculture

Critères	Contraintes et menaces	Potentialités/opportunités
Niveau de connaissance des exploitants		Plusieurs exploitants ayant suivi des éducations de bases ayant lus et écrits
Occupation et fertilisation du sol	-l'apport de fumier en tant que principal fertilisation reste insuffisant -diminution de la couverture végétale qui doit contribuer à la protection du sol -diminution de la fertilité du sol à cause de l'action de plusieurs facteurs tels que le climat, les feux de brousse, les systèmes de culture etc. -menace de dégradation des talus qui entraine l'ensablement des bas-fonds	-possibilité d'extension des terrains cultivables -possibilité d'une double saison de riziculture pour Andranomena -possibilité d'adaptation pédoclimatique des diverses culture contre saison -culture d'une variété du riz apte à l'inondation

Eau et irrigation	<ul style="list-style-type: none"> -énormément d’eau au moment intempestif -non maîtrise de l’eau due à la présence des prises sauvages -existence des ensablements dans les canaux d’irrigation -menace permanente d’inondation d’une centaine d’hectare de ce périmètre en cas de non-exécution de la digue 	<ul style="list-style-type: none"> -irrigation plus facile à gérer -apports suffisants
Structures d’encadrement	Inexistence de renforcement de capacité organisationnelle et technique des membres pour la gestion des productions et de l’infrastructure	<ul style="list-style-type: none"> -L’existence des associations et organisations non gouvernementales et organismes d’encadrement et de développement dans la région : ONN, AINA, ADRA -L’existence de l’institution de microfinance OTIV
Commercialisation	<ul style="list-style-type: none"> -inexistence d’une organisation des producteurs pour l’écoulement des produits -manque d’infrastructure de stockage -prix de vente des produits agricoles non satisfaisant (prix fixé par les collecteurs) 	Existences des marchés hebdomadaires dans les deux communes : Soavina et Ambondromisotra
Intrants et matériels agricoles	Faiblesse du pouvoir d’achat des paysans empêchant l’acquisition des matériels agricoles adéquats comme le charrue, la herse, la sarcluse et des intrants agricoles nécessaires	Existence des centres d’approvisionnements au niveau de District
Accessibilité		Accès facile même en période de pluie

V-3) Inventaires et description des ouvrages existantes :

Le périmètre de Soavina dispose d’infrastructures hydroagricoles. Les ouvrages dans le réseau d’irrigation de Soavina rive droite sont :

- Un barrage de dérivation avec deux prises principales en rive gauche et en rive droite
- Un canal principal
- Trois canaux secondaires
- Des ouvrages sur canaux (Partiteurs, chute, passages à zébus, passages à charrettes, des prises parcellaires, des dalots)

- Un canal de drain principal

V-3-1) Système d'alimentation : barrage de dérivation

Le système d'alimentation est un barrage de dérivation à seuil fixe implanté sur un seuil rocheux sain qui permet d'assurer la dérivation d'une partie de la rivière Tsindra vers le périmètre. Il est construit en béton et ayant les dimensions caractéristiques suivantes :

- Hauteur du barrage : 1,77 m
- Largeur radier amont : 0,60 m
- Largeur radier aval : 0,60 m
- Epaisseur du radier : 0,40 m
- Largeur crête : 0,50 m
- Base du barrage : 2,25 m
- Longueur déversant : 39,00 m
- Deux passes de dégrevement à poutrelles de $1,60 \times 1,00$ m et $1,77 \times 1,00$ m
- Prise en RD avec vanne métallique à crémaillère de dimension : $1,00 \times 1,00$ m et dessableur avec vanne.
- Prise en RG avec vanne métallique à crémaillère et dessableur avec vanne

Le barrage est actuellement en bon état donc fonctionnel mais on a constaté des ensablements en amont qui n'empêchent pas ce fonctionnement.

V-3-2) Prise principal rive droite :

L'irrigation du périmètre RD est assurée par la prise d'eau principale en RD. L'ouvrage de prise est en bon état et fonctionnel mais juste en aval de la prise le phénomène d'ensablement subsiste à cause de l'inexistence de l'avant canal. La photo suivante montre l'ouvrage de prise en RD vue en aval et vue en amont.



Photo 2: Vue en aval et en amont de la prise principale RD

V-3-3) Canal principal :

Le transport de l'eau vers le périmètre à irriguer RD est assuré par du canal principal rive droite et la longueur est de 2 761,55 ml. Le canal principal RD est menacé par le glissement à Ampitantsinanana au point métrique PM 266,50 et à Manipy au point métrique PM 2 400,00.

Le canal principal rive droite se décompose comme suit :

- PM 0 – PM 224,15 : canal en terre de section variable
- PM 224,15 – PM 326,62 : canal maçonné sous remblai
- PM 326,62 – PM 2 750 : canal en terre de section variable

Pour le canal en terre de section variable, le curage et l'entretien s'avèrent difficile car la hauteur de la majeure partie de ses deux berges atteint 3 à 4 m.

Le canal bétonné sous remblai se trouve entre le PM 224,15 et au PM 326,62 qui est un canal traversé par un talweg. Ce canal a été subi par une coupure pendant la période de pluie de l'année 2015 à cause du glissement de la berge de la rivière Tsindra par le phénomène de méandre. La longueur du canal coupé est environ de 30,00 m.



Photo 3: Canal principal couvert en état de glissement et déviation de son parcours

V-3-4) Canaux secondaires :

Dans le réseau d'irrigation Soavina RD, il existe trois canaux secondaires dont on y trouve des prises sauvages qui engendrent la non maîtrise de l'eau. Concernant le canal secondaire CS3 en particulier, quelques tronçons du canal sont subis du phénomène d'ensablement.

V-3-5) Ouvrages sur canaux :

Quelques ouvrages ont existé dans ces canaux secondaires, il s'agit :

- Deux partiteurs : ils sont tous en bon état et fonctionnel, bien entretenu par les usagers
- Chute : ouvrage en bon état, entretenu sérieusement par les bénéficiaires
- Des passages à zébus : il existe 21 passages à zébus dont 01 ouvrage en bon état et fonctionnel, construit en maçonné perré et 20 ouvrages non revêtus qui engendrent l'effondrement des berges.
- Des prises parcellaires : on a constaté 91 prises dont 26 fonctionnelles construit en béton armé, en moyen état et bien entretenus par les usagers, 31 prises en terre non conforme à la norme, 20 prises en béton armé, partiellement fonctionnelles (têtes d'ouvrages détériorés, buses abîmées) et 22 prises en bon état et fonctionnelles qui appartient au canal principal. Les 99 prises parcellaires sont réparties comme suit : 22 prises sur le canal principal, 25 prises sur le canal secondaire CS1, 20 prises sur le CS2 et 32 prises sur le CS3

- Des dalots : ils sont construits soit en maçonnerie de moellon soit en buses, ils sont tous en bon état, fonctionnels et bien entretenus par les bénéficiaires.
- Des passages à charrettes : ouvrages en bon état, totalement fonctionnels ainsi bien entretenus par les usagers.

V-3-6) Système de drain principal :

Le canal secondaire CS1 est drainé par la rivière principale appelée Tsindra, et ceux de CS2 et CS3 sont assainis par le drain principal d'une longueur de 1 347 ml. Les réseaux de drainage sont moyennement fonctionnels et entretenus par les usagers.

V-3-7) Autres ouvrages : Digue de protection et ses ouvrages annexes :

Le périmètre de Soavina RD desservi par les canaux secondaires CS2 et CS3 sont drainés par un drain principal qui sort à la rivière Mania. Et lorsque le niveau de l'eau de la rivière Mania monte, la grande superficie du périmètre est inondée. La digue de protection du périmètre avec l'ouvrage à clapet anti-retour est actuellement totalement disparue. La photo ci-dessous montre la digue de protection disparue :



Photo 4: Reste de la digue de protection existante

Chapitre.VI ETUDE ET CONCEPTION DES AMENAGEMENTS :

VI-1) Proposition d'aménagement :

Après avoir effectué les diagnostics ci-dessus, le périmètre Soavina RD a besoin de réhabilitation afin d'irriguer convenablement la rizière. On va exposer dans ce présent chapitre, les solutions techniques adéquates en se basant sur les diagnostics effectués sur terrain et en tenant compte des propositions des bénéficiaires.

Face aux problèmes évoqués dans le chapitre précédent, nous avons adopté les solutions suivantes :

- la réfection de l'enduit du barrage et élargissement du corps du barrage pour avoir la stabilité par rapport à la crue de sureté Q_{225} .
- l'aménagement de l'avant canal
- la protection en gabion des berges de la rivière Tsindra et construction canal couvert
- la construction de la digue et de l'ouvrage de protection
- le curage et le reprofilage des canaux.

VI-2) Dimensionnement et calage hydraulique du barrage :

Rappel sur les exigences et prescriptions des NIHYCRI :

- ✓ le calage hydraulique et le dimensionnement par rapport à la stabilité seront avec la crue de sureté ;
- ✓ le barrage de cette classe doit être en béton cyclopéen et doit être ancré sur la fondation ;
- ✓ le barrage doit être équipé de deux systèmes de chasse afin de pouvoir descendre le niveau d'eau en amont en ouvrant l'un des systèmes pour un entretien ou une maintenance sur l'autre
- ✓ un système de chasse doit placer du côté droit c'est-à-dire du côté de la prise principale en rive droite.

Pour la suite de ce présent document, toutes les côtes utilisées sont des côtes fictives.

VI-2-1) Ouvrage d'alimentation : Barrage

L'ouvrage d'alimentation existante est un barrage de dérivation à seuil fixe qui est en bon état et fonctionnel mais il faut vérifier les dimensions et le calage de ce barrage.

VI-2-1-1) Côte de la crête du barrage :

La crête du barrage doit être calée pour pouvoir dominer topographiquement la totalité du périmètre à irriguer autrement dit toutes les parcelles sont irriguées par gravité. La côte de la parcelle la plus élevée est de 47,30 m et la côte de la crête du barrage est de 47,72 m, donc le barrage domine topographiquement le périmètre et on peut irriguer par gravité à partir du barrage. Ainsi, le calage initial du barrage a été gardé à une côte de 47,72 m

VI-2-1-2) Hauteur du barrage :

C'est la différence entre la côte de la crête du barrage et la côte du lit de la rivière sur le site d'implantation. Après application numérique, on trouve $H_b = 1,77$ m.

VI-2-1-3) Charge spécifique maximale sur le déversoir du barrage :

La détermination de la charge spécifique maximale sur le déversoir relatif aux crues de sureté consiste à vérifier que le niveau d'eau ne dépasse pas la cote du mur d'encaissement existant et permet d'en déduire le tirant d'eau critique nécessaire pour la vérification de la stabilité du barrage. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable où toutes les passes batardables sont fermés.

Elle est calculée à l'aide de la formule de déversoir à profil rectangulaire dit déversoir de Bélanger :

$$Q_{225} = m \times L \times \sqrt{2g} \times H_s^{\frac{3}{2}}$$

Où :

Q_{225} : débit de crue de sureté de période de retour 225 ans (m^3/s)

m : coefficient du débit du seuil varie 0,385 à 0,49 selon qu'il est mal ou bien profilé, en pratique on prend $m = 0,40$

L : longueur déversant du seuil (m)

g : accélération de pesanteur (m/s^2)

H_s : charge spécifique totale (m)

On tire à partir de cette formule :

$$H_s = \left[\frac{Q_{225}}{m \times L \times \sqrt{2g}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Après calcul, on a $H_s = 4,12$ m.

Pour avoir le tirant d'eau critique, il suffit de passer au calcul d'une courbe de remous.

Calcul de courbe de remous :

Le principe de calcul de courbe de remous consiste à résoudre l'équation différentielle du premier ordre de la forme : $dy/dx = f(y)$, en connaissant la condition aux limites : $y = y_0$ pour $x = x_0$.

Par définition, le tirant d'eau est dit critique lorsque la charge spécifique totale soit minimale. Le tirant d'eau critique y_c vérifie les conditions suivantes :

- la charge spécifique totale doit vérifier : $\frac{dH_s}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gS^3} \times L$
- le tirant d'eau critique y_c vérifie : $\frac{Q^2}{gS^3} L = 1$

Où : Q : le débit de crue en m^3/s ;

S : la section d'écoulement en m^2 ;

L : longueur déversant du seuil en m ;

g : accélération de pesanteur en m/s^2 .

Donc, on peut vérifier facilement que la charge spécifique critique est :

$$H_{sc} = y_c + \frac{S_c}{2L} = y_c + \frac{V^2}{2g} \text{ Où } S_c \text{ est la section critique d'écoulement}$$

Or, pour la section rectangulaire, le tirant d'eau critique peut s'exprimer ainsi :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gL^2}} = \frac{V^2}{g} \text{ et la charge spécifique minimale vaut : } H_{sc} = \frac{3}{2}y_c.$$

$$\text{D'où on en déduit : } y_c = \frac{2}{3}H_{sc} = \frac{2}{3}H_s \text{ et } \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1}{3}H_s$$

On peut en déduire que le tirant d'eau critique $y_c = 2,74$ m.

La cote de la lame d'eau critique s'obtient en additionnant la cote de la crête du barrage avec la lame d'eau critique et on a : 50,46 m.

Par conséquent, la cote du tirant d'eau critique dépasse la cote du mur d'encaissement qui est calée à 49,49 m.

Le tirant d'eau qui nous a servi pour le calcul de stabilité est le tirant d'eau critique $y_c = 2,74$ m.

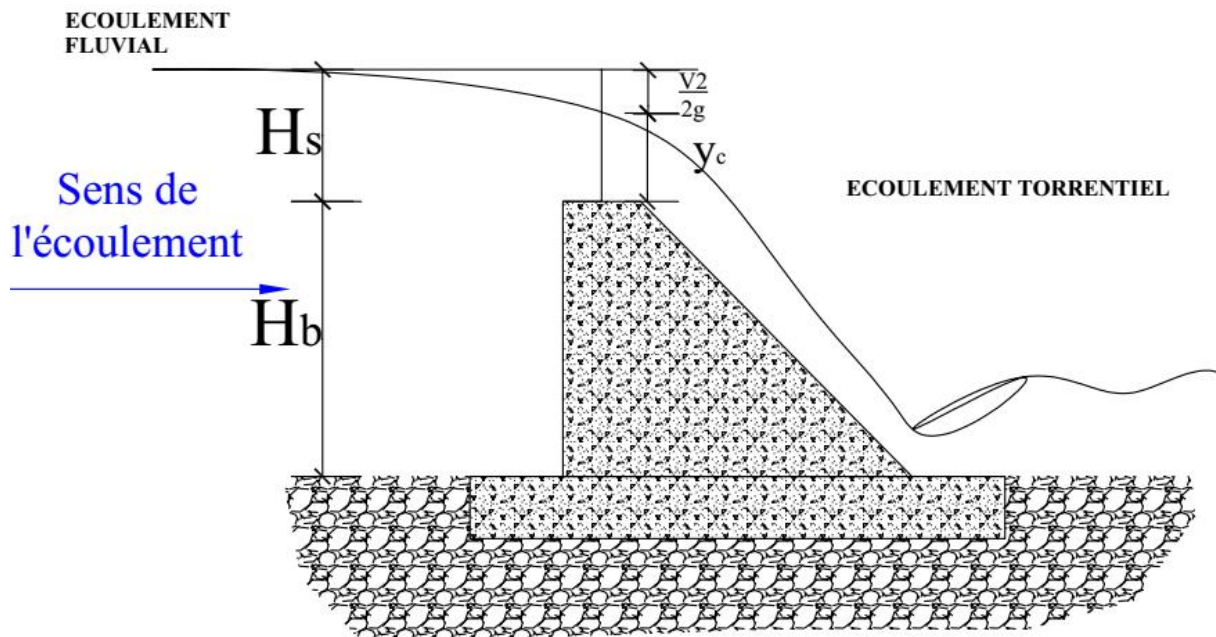


Figure 4: Courbe de remous

VI-3) Vérification de la stabilité du barrage existant selon NIHYCRI :

L'étude de stabilité consiste à vérifier les quatre conditions de stabilité suivantes : la stabilité au glissement, la stabilité au renversement, la stabilité élastique et la règle du tiers central. La vérification de la stabilité du barrage se fait par mètre linéaire de l'ouvrage.

VI-3-1) Hypothèses de calcul :

Pour faire mieux l'étude de stabilité, nous adoptons les données et les hypothèses suivantes :

- le poids volumique de l'eau est : $1\,000\text{ kg/m}^3$
- le poids volumique du béton corps du barrage : $2\,500\text{ kg/m}^3$
- le poids volumique du radier en béton armé est : $2\,500\text{ kg/m}^3$
- le poids volumique du sédiment est : $1\,600\text{ kg/m}^3$
- la fondation est sur seuil rocheux alors que la sous pression est négligeable
- on néglige la surcharge de l'eau sur le seuil et sur le radier
- supposons que toutes les vannes sont fermées, c'est le cas le plus défavorable.

VI-3-2) Schéma de calcul :

Pour mener bien au calcul de stabilité, il est nécessaire de présenter d'une manière claire les paramètres et les données utilisés.

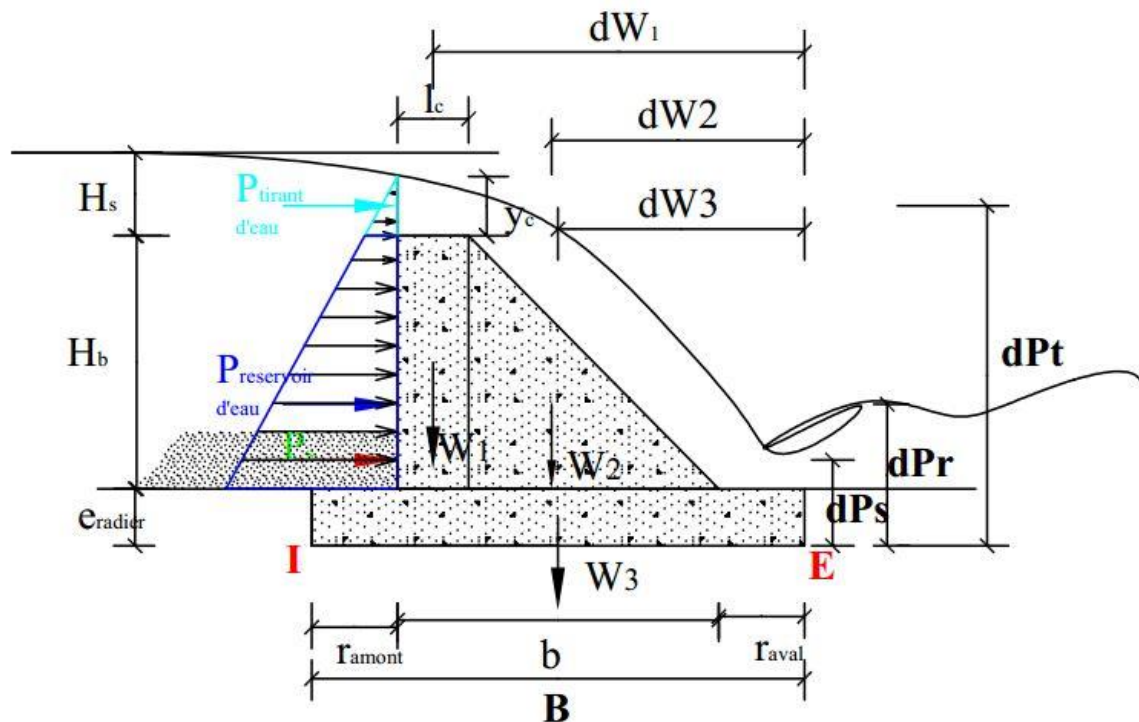


Figure 5 : Etats de sollicitations du barrage

VI-3-3) Inventaire de toutes forces agissant sur le barrage :

Les forces agissant sur le barrage sont les suivantes :

- la poussée de l'eau sur le parement amont du barrage
- les poussées des dépôts du sédiment en amont du seuil
- le poids propre du corps du barrage et le poids propre du radier

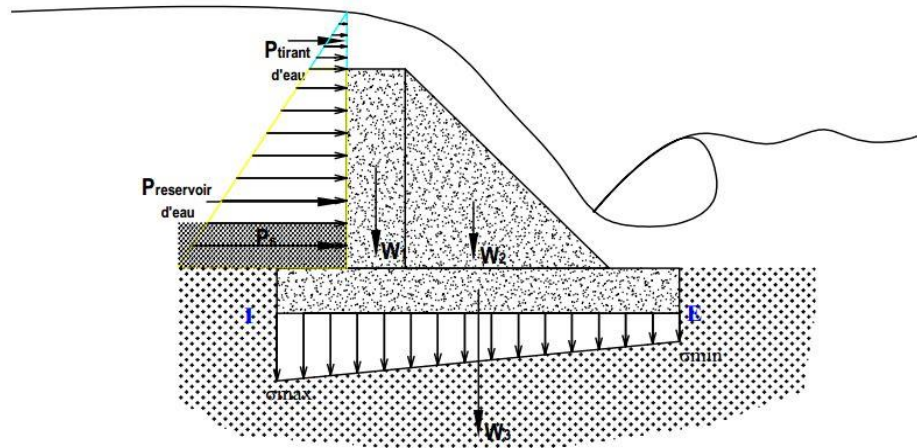


Figure 6 : Forces agissant sur le barrage

- La poussée de l'eau sur le parement amont du barrage

Par définition, c'est l'ensemble de la force de pression hydrostatique du réservoir d'eau en amont du seuil et la force de pression due à la charge en amont du déversoir créé par l'existence du seuil.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$P_e = P_{\text{lame d'eau}} + P_{\text{réservoir}}$$

tel que :

$$P_{\text{lame d'eau}} = \gamma_{\text{eau}} \times y_c \times H_b$$

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

Dans lesquelles :

P_e : Poussée de l'eau (Kg/ml)

$P_{\text{lame d'eau}}$: force de pression due à la charge de la lame d'eau (Kg/ml)

$P_{\text{réservoir}}$: force de pression hydrostatique du réservoir d'eau en amont (Kg/ml)

γ_{eau} : poids volumique de l'eau (Kg/m³)

y_c : tirant d'eau critique au-dessus du seuil (m)

H_b : hauteur du seuil du barrage (m)

En faisant le calcul qui est annexé au présent document, on obtient **$P_e = 6\,423 \text{ kg/ml}$** . (Voir ANNEXE 7 page XXVI)

- Poussée des dépôts de sédiment :

La poussée des dépôts de sédiment est exprimée par la formule suivante :

$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma_i \times h_s^2 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Où :

P_s : poussée des dépôts de sédiment (Kg/ml)

γ_i : poids volumique immergé (Kg/m³)

h_s : hauteur des sédiments (m)

ϕ : angle de frottement interne (°)

Après calcul, on trouve **$P_s = 52 \text{ Kg/ml}$** .

➤ Le poids propre du corps du barrage et du radier :

Cette force est favorable à la stabilité du barrage. Le barrage existant à une section trapézoïdale et pour faciliter le calcul, on décompose l'ouvrage en trois parties :

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

Avec :

$$W_1 = \gamma_b \times l_c \times H_b$$

$$W_2 = \gamma_b \times \frac{H_b(b - l_c)}{2}$$

$$W_3 = \gamma_b \times B \times e_{\text{radier}}$$

Dans lesquelles :

W_1 : poids du massif du barrage en section rectangulaire (Kg/ml)

γ_b : poids volumique volumique du béton (kg/m³)

H_b : hauteur du barrage (m)

l_c : largeur du crête du barrage (m)

b : largeur de la base du barrage (m)

W_2 : poids du massif du barrage en section triangulaire (Kg/ml)

W_3 : poids propre du radier (Kg/ml)

e_{radier} : épaisseur du radier (m)

B : largeur de base de la fondation (m)

Après calcul, on obtient **$W = 9\,542 \text{ Kg/ml}$** .

VI-3-4) La stabilité au glissement :

La force horizontale qui s'exerce sur le parement amont du barrage tend à glisser la fondation vers l'aval. Cette tendance va se marquer si la résultante des forces horizontales dépasse une limite critique égale au produit de la résultante des forces verticales par le coefficient de frottement entre fondation et ouvrage $\tan \Phi$.

Pour assurer la stabilité au glissement selon NIHYCRI, il faut que :

$$1,5 \leq K_g = \frac{\sum W \times tg\Phi}{\sum P} \leq 2,00$$

Avec :

K_g : coefficient de sécurité au glissement

$\sum W$: résultante des forces verticales

$\sum P$: résultante des forces horizontales

$tg \Phi$: coefficient de frottement béton-rocheux qui est égale à 0,75.

En faisant le calcul, on a $K_g = 1,11$.

Par suite, la stabilité au glissement n'est pas vérifiée donc le barrage n'est pas stable au glissement.

VI-3-5) La stabilité au renversement :

Le barrage a en général une tendance de basculer vers l'aval sous l'effet de la poussée de l'eau et la sous-pression (qui est négligeable ici) qui agissent pour renverser l'ouvrage autour de l'axe passant à l'extrémité aval de la fondation. Pour contrer le basculement de l'ouvrage, seul le poids de l'ouvrage qui agit pour le stabiliser. Dans ce cas, le poids de l'ouvrage doit être suffisamment lourd et la base suffisamment grande pour que la résultante du poids et la poussée de l'eau passe à l'intérieur du tiers central de la fondation.

L'ouvrage est stable lorsque la somme des moments des forces tendant à le faire basculer autour du point de rotation est inférieure à la somme des moments des forces tendant à le stabiliser avec un coefficient de sécurité au renversement K_r .

On peut exprimer la condition de stabilité au renversement selon NIHYCRI par :

$$1,5 \leq K_r = \frac{\sum \text{Moments stabilisatrices}}{\sum \text{Moments destabilisatrices}} \leq 2,00$$

D'après calcul, on trouve $K_r = 3,55$.

Par conséquent, la condition de stabilité au renversement est vérifiée et le barrage est stable au renversement mais il est surdimensionné.

VI-3-6) Stabilité élastique : Condition de non poinçonnement du sol de fondation

La stabilité élastique consiste à vérifier que le barrage travaille en compression totale et que le sol de fondation supporte bien le poids du barrage. Il suffit de vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{min} \leq \sigma_{max} \leq \sigma_s$$

Où

σ_{min} : Contrainte minimale [T/m²]

σ_{max} : Contrainte maximale [T/m²]

σ_s : Contrainte admissible correspondant à la nature du sol de fondation [T/m²]

La contrainte sur le sol de fondation peut être calculée par la méthode classique de la résistance des matériaux :

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

Dans laquelle :

N : somme des efforts normaux à la section

S : aire de la section

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

I : moment d'inertie par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité de la section du radier

v : distance maximale de l'axe neutre = B/2

Puisque le calcul se fait par tranche d'ouvrage de 1 m de large, on a alors :

S = b où b étant la base de la fondation

$$I = \frac{b^3}{12}$$

Donc :

$$\sigma_{min,max} = \frac{N}{B} \pm \frac{6M}{B^2}$$

Pour notre cas, la nature du sol de la fondation est roche compacte avec une contrainte admissible $\sigma_s = 100$ à 150 T/m².

Après calcul, on a :

$$\sigma_{min} = 0,54 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 4,98 \text{ T/m}^2$$

D'où : $\sigma_{min} \leq \sigma_{max} \leq \sigma_s$; la stabilité élastique est vérifiée.

VI-3-7) Vérification de la règle du tiers central :

Les conditions précédentes peuvent être intégrées dans la règle suivante : la stabilité du barrage au renversement et au glissement est assurée si la résultante de la force horizontale et verticale passe par le tiers central de la base de la fondation. On est alors, de plus, assuré de n'avoir aucune contrainte de traction dans l'ouvrage autrement dit il travaille en compression totale.

Pour cela, il suffit de vérifier que : $e < \frac{B}{6}$

Où : e étant l'excentricité de la composante normale de la réaction du sol de fondation par rapport au centre de la fondation de largeur b (m).

B : largeur de base de la fondation (m).

La contrainte maximale sous l'arête extérieure a pour valeur :

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

A partir de cette relation, on peut en déduire que l'excentricité est :

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

N : Effort normal à la base (Kg)

σ_{max} : contrainte maximale (Kg/m²)

En faisant le calcul, on a alors : **e = 0,46 m** et **B/6 = 0,58 m**. Donc, la règle du tiers central est vérifiée. Tous les détails de calculs seront à l'annexe (ANNEXE 7).

Concernant l'étude de stabilité du barrage existant, on peut conclure que la stabilité au renversement, la stabilité élastique et la règle du tiers central sont tous vérifiées sauf la stabilité au glissement, alors les dimensions du barrage existant ne sont pas acceptables. Donc, il faut redimensionner le barrage pour avoir toutes les conditions de stabilité.

VI-4) Dimensionnement du nouveau profil du barrage :

VI-4-1) Dimension du nouveau profil du barrage :

Le profil trapézoïdal du barrage existant est à garder car il n'est pas à démolir mais il suffit d'augmenter les dimensions du barrage.

Pour le cas de notre présent projet, il s'agit d'une réhabilitation mais non pas d'une nouvelle construction. Le corps du barrage existant ne change pas, mais pour avoir la stabilité on met des matériaux bien ancrés au ancien barrage et au sol de fondation sur le parement aval.

Pour avoir toutes les conditions de stabilité par rapport au crue de sureté $Q_{225} = 576,9$ m³/s de ce barrage, on va le redimensionner en procédant à un rehaussement du talus de la paroi aval, et en étendant la largeur du seuil du barrage et de même le radier aval.

Les caractéristiques du nouveau profil du barrage sont les suivantes :

- Côte de la crête du barrage : 47,72 m
- Largeur de la crête : 0,80 m
- Hauteur de la pelle : 1,77 m
- Base du barrage : 3,10 m
- Largeur de la fondation : 4,30 m
- Talus de la paroi aval : 1,30
- Radier aval : 0,60 m ; radier amont : 0,60 m

VI-4-2) Etude de stabilité du nouveau profil :

L'étude de stabilité est de même pour la démarche de l'étude de stabilité précédente (Cf. 7-3-1 à 7-3-6). Les coefficients de stabilité du nouveau profil du barrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 27 : Résumé de l'étude de stabilité du nouveau profil du barrage

Coefficient	K_g	K_r	$\sigma_{\min} [T/m^2]$	$\sigma_{\max} [T/m^2]$	$e[m]$
Valeur Calculée	1,50	6,08	2,19	3,83	0,20
Valeur limite	1,5 à 2	1,5 à 2	<100 à 150	<100 à 150	<0,72

Le détail de calcul est présenté à l'Annexe (ANNEXE 7).

VI-4-3) Ancrage du barrage à la fondation rocheuse :

Même si la fondation est seuil rocheuse, NIHYCRI prescrit d'y ancrer le corps du barrage en utilisant des cannes d'ancrages pour avoir plus de sécurité. L'utilisation des cannes d'ancrages de diamètre $\phi 16$ placées en quinconce tous les 75 cm permet de solidariser le corps du barrage et la fondation. La profondeur d'ancrage est déterminée à partir de la relation suivante :

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

Où :

l : profondeur d'ancrage

ϕ : diamètre du fer d'ancrage (mm)

f_e : limite d'élasticité du fer (MPa)

τ_{su} : contrainte admissible du béton cyclopéen au cisaillement (MPa)

En pratique, on peut prendre comme valeur forfaitaire de la profondeur d'ancrage :

$$l = 50 \times \phi \text{ si HAF}_e\text{E500}$$

$$l = 40 \times \phi \text{ si HAF}_e\text{E400}$$

Après calcul, on trouve :

$$l = 0,80 \text{ m si HAF}_e\text{E500}$$

$$l = 0,64 \text{ m si HAF}_e\text{E400}$$

La figure suivante montre le nouveau profil du barrage avec l'ancrage à la fondation rocheuse :

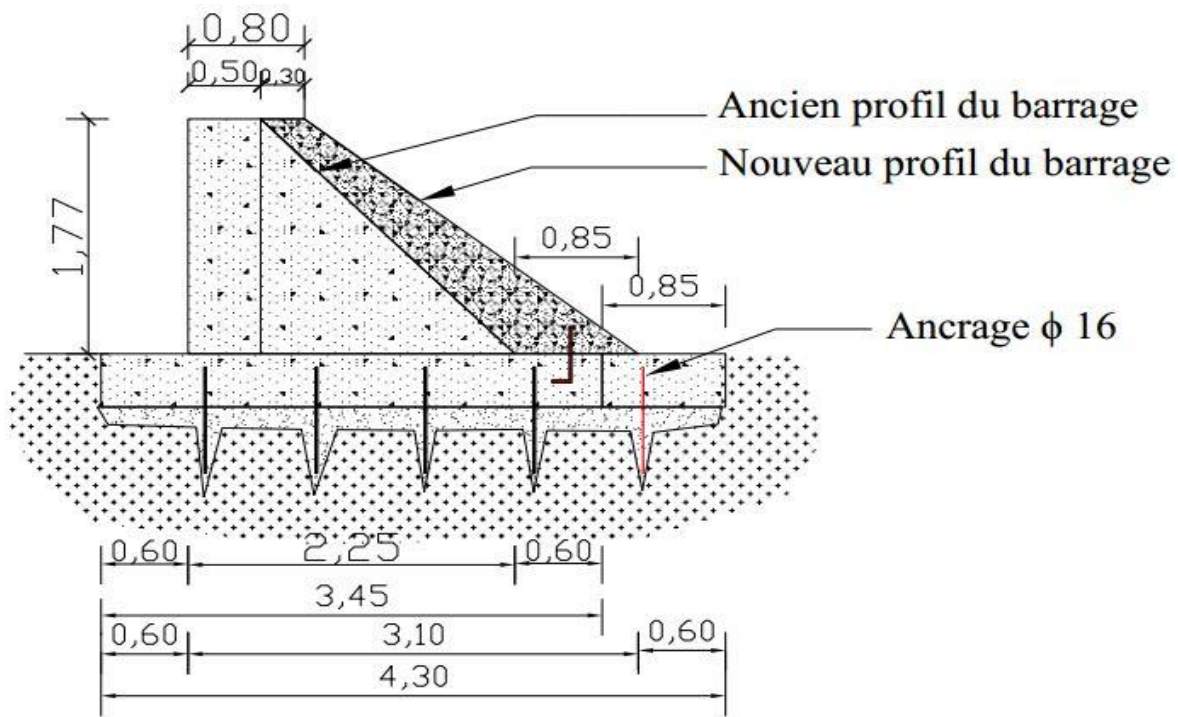


Figure 7 : Nouveau profil du barrage avec la canne d'ancrage à la fondation

VI-5) Dimensionnement des ouvrages d'irrigation :

VI-5-1) Vérification de la dimension de la prise principale rive droite :

Pour cela, il suffit de vérifier que l'ouverture de la prise existant peut transiter l'eau à recueillir du barrage pour irriguer le périmètre. La dimension de la prise est déterminée par la formule de l'orifice noyé décrite comme suit :

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

Avec :

Q : débit en tête du réseau (m^3/s)

m : représente le coefficient de contraction, $m = 0,60$

S : aire de la section de l'orifice (m^2)

ΔH : différence de charge entre l'entrée et la sortie de l'orifice c'est-à-dire la différence du niveau d'eau amont et aval de l'orifice (m).

Le tableau suivant montre les caractéristiques de la prise :

Tableau 28 : Dimension caractéristiques de la prise

Q (m³/s)	m	S (m²)	$\Delta H(m)$	Q (m³/s)calculé	ΔQ	b (m)	h (m)
0,734	0,6	1,000	0,08	0,752	2,4%	1,00	1,00

On peut en déduire que, la prise existante peut transiter parfaitement les débits nécessaires pour irriguer le périmètre.

VI-5-2) Calage hydraulique du canal principal :

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

- ❖ la largeur de la base du canal : b
- ❖ le tirant d'eau dans le canal : h
- ❖ la hauteur du canal : $H = h + r$ où r la revanche varie en fonction du débit (0,15 à 1,50 m)
- ❖ la vitesse de l'écoulement.

Concernant la vitesse d'écoulement, on tient en compte des vitesses limites tels que :

- canaux en terre : 0,30 à 1,00 m/s
- canaux revêtus : 2 à 4 m/s

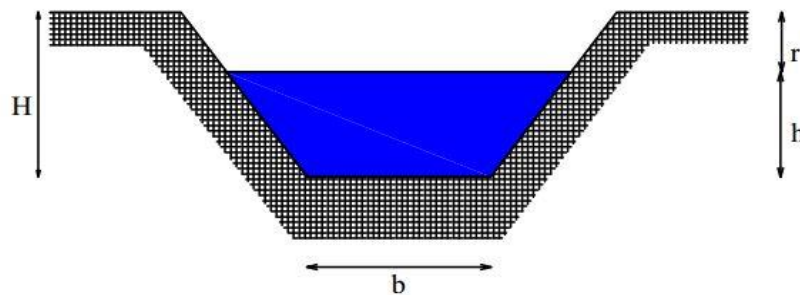


Figure 8 : Coupe transversale du canal

La revanche r est définie comme la différence de la hauteur du canal H et la hauteur du tirant d'eau dans le canal. Elle est évaluée en fonction de l'importance du canal, car elle dépend de la courbe de remous provoqué par le mouvement de l'eau dans le canal.

En fixant la largeur b du fond du canal, le calage hydraulique pour trouver le tirant d'eau h doit vérifier les trois conditions suivantes :

- + l'erreur relative : $\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{|Q_n - Q_c|}{Q_n} < 5\%$
- + pour avoir la section d'écoulement économique, on va prendre : $R \approx \frac{h}{2}$
- + la vitesse d'écoulement de l'eau dans le canal est : $V = \frac{Q_c}{S}$

Ces caractéristiques sont déterminées à partir de la formule de MANNING-STRICKLER :

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

Q : débit nominal du canal (m^3/s)

S : section mouillée du canal (m^2)

R : rayon hydraulique du canal (m)

I : pente du canal (m/m)

K : coefficient de rugosité ou coefficient de STRICKLER.

Quelques valeurs de coefficient de rugosité :

Canal en terre 30 à 35

Canal maçonné.....45 à 50

Canal bétonné60 à 70.

Pour notre étude, on a divisé le canal principal en six (06) tronçons. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 29 : Calage hydraulique du canal principal

Débit nominal Qn (l/s)		733,7	
Débit nominal Qn (m ³ /s)		0,734	
Côte crête Barrage		47,72	
Côte crête de la prise		47,60	
Côte fond de la prise		46,60	
Côte fond de la tête de l'AC		46,60	
Débit d'équipement (l/s/ha)	2,01	Superficie à irriguer (ha)	365,00

Tronçons	PM		Débit (l/s)	Côte fond canal		I (m/m)	K	b (m)	h (m)	H (m)	m	Q calculé (l/s)	ΔQ/Q %	V (m/s)	Côte plan d'eau	
	Début	Fin		Début	Fin										Début	Fin
P1-P1a	0,000	5,000	734	46,600	46,590	0,0020	60	1,00	0,80	1,10	0,0	733,8	0%	0,92	47,400	47,390
P1a-P6	5,000	224,150	734	46,590	46,393	0,0009	30	2,00	0,63	1,20	0,5	744,9	2%	0,51	47,220	47,023
P6-P7a	224,150	266,650	734	46,393	46,370	0,0005	60	1,00	1,10	1,10	0,0	765,8	3%	0,67	47,393	47,370
P7a-P9	226,650	300,000	734	46,370	46,303	0,0009	60	1,00	0,90	1,00	0,0	765,8	4%	0,85	47,270	47,203
P9-P11	300,000	326,620	734	46,303	46,540	0,0010	60	1,00	1,00	1,00	0,0	912,2	24%	0,91	47,303	47,540
P11-P73	326,620	2750,00	734	46,540	45,020	0,0006	30	1,60	0,82	1,10	0,5	759,2	3%	0,46	47,360	45,840

D'après ce calage hydraulique du canal principal, on va faire les travaux suivants :

- construction d'un avant canal en béton armé de 1,00 × 1,10 m entre les points P₁ et P_{1a} : Avant canal
- construction d'un canal bétonné couvert de 1,00 × 1,10 m entre les points P_{7a} et P₉
- la reprofilage du canal principal de 2,00 × 1,20 m entre les points P_{1a} et P₆
- la reprofilage du canal principal de 1,60 × 1,10 m entre les points P₁₁ et P₇₃

VI-6) Dimensionnement du réseau de drainage :

Ce paragraphe concerne principalement le dimensionnement du drain principal, l'évacuation de l'eau de drainage vers l'exutoire qui est la rivière Mania.

L'inondation du périmètre de Soavina RD constitue un problème majeur, il est nécessaire de bien dimensionner le réseau de drainage entière en particulier le drain principal. Pour notre étude, il s'agit de réhabilitation, nous avons vérifié que le drain principal existant peut transiter parfaitement les excédents d'eau provenant par perte d'irrigation, les eaux des pluies et le ruissellement des bassins versants latéraux.

Selon NIHYCRI, le débit de dimensionnement du réseau du drainage est le module de drainage de période de retour 10 ans. Le module de drainage de période de retour 10 ans est obtenu en multipliant le débit caractéristique de drainage par la surface à drainer. Le débit caractéristique de drainage est calculé à partir de la relation suivante :

$$q_c(T) = i_c(t, T) \times \frac{(1 - e)}{0,36}$$

Où :

$q_c(T)$: débit caractéristique de drainage de période de retour T (l/s/ha)

$i_c(t, T)$: intensité moyenne de la pluie critique correspondant à la durée équivalente à la durée admissible de submersion du riz t et de période de retour T (mm/h), il est déterminé à partir de la formule type MONTANA

e : coefficient d'écoulement sur le champ de culture.

En effectuant le calcul, le module d'assainissement ou module de drainage de période de retour 10 ans est **$Q_d = 3\ 650,4$ l/s**. Le détail de calcul sera à l'ANNEXE 9.

Le calage hydraulique en utilisant la formule de MANNING-STRICKLER permet de vérifier les dimensions des fossés de drain. Le résultat est montré dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Calage hydraulique du drain principal

PM		Débit	Côte fond canal		I	K	b	h	H	m	Qc	$\Delta Q/Q$	V	Côte plan d'eau	
Début	Fin	(l/s)	Début	Fin	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)	Début	Fin
0,00	280,15	3650,4	29,0	28,9	0,0004	30	5,00	1,20	1,40	0,5	3483,5	5%	0,5	30,2	30,1
289,84	1347,07	3650,4	28,9	25,0	0,0037	30	1,70	1,20	1,40	0,5	3693,5	1%	1,3	30,1	26,2

D'après ce tableau, on peut en conclure que le drain existant peut évacuer parfaitement les excédents d'eau d'irrigation.

VI-7) Variante d'aménagements proposés :

VI-7-1) Définition des variantes d'aménagement adopté:

Le projet de réhabilitation du périmètre de Soavina RD consiste à remettre en état fonctionnel les infrastructures hydro agricoles contenu dans ce dit périmètre. Pour cela, on va proposer d'aménagement qui rend fonctionnel le réseau hydro agricole dans le périmètre Soavina RD. Pour notre projet, on va proposer la variante qui se définit comme suit :

- Réfection de l'enduit du barrage et élargissement du corps du barrage en béton cyclopéen pour avoir la stabilité par rapport à la crue de sureté Q_{225} ;
- Aménagement de l'avant canal sur une longueur de 5,00 ml ;
- PM 266- PM 300 : Construction canal bétonné couvert sur une longueur de 34 ml ;
- PM 264-PM 300 : Construction de l'ouvrage de protection en gabion sur une longueur de 36 ml et de 6 m de hauteur ;
- Construction de la digue de protection avec ouvrage à clapet anti-retour de 373,21ml ;
- Reprofilage du canal principal 2423,38 ml et curage canal sur une longueur de 8664 ml ;
- Creusement canal 50×50 ml sur une longueur de 1370 ml (CS1, CS2).

VI-7-2) Dimensionnement et conception de l'ouvrage de protection en gabion :

➤ Généralité et dimensionnement de la protection en gabion :

L'une des principales applications des gabions sont les murs de soutènement, dans des talus ou sur plateforme. Les murs de gabions sont des ouvrages gravitaires (murs poids dont la masse s'oppose aux poussées).

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en gabions prend en compte divers paramètres incluant les caractéristiques intrinsèques des matériaux de remplissage (densité et pourcentage des vides), la résistance des grillages, les caractéristiques intrinsèques des matériaux en place et de remblais arrière, l'existence ou non de fondation et l'éventuelle présence d'une nappe phréatique. Comme pour tout ouvrage de soutènement, on doit considérer le profil en travers et les éventuelles surcharges en tête de mur.

Pour un pré dimensionnement rapide de mur de protection en gabion, dans des conditions classiques, la base de l'ouvrage est prise égale à $H+1$ m, le tout divisé par 2 c.-à-d. $(H+1)/2$ où H la hauteur totale du mur. Habituellement, on enterre la base de l'ouvrage de 8 à 12% de la hauteur totale. Le tableau suivant montre les dimensions de l'ouvrage de protection en gabion :

Tableau 31 : Dimensions d'ouvrage de protection en gabion

Tronçon	Hauteur (m)	Base ouvrage (m)	Profondeur enterré (m)
PM 300,00	6,00	3,50	0,50

➤ Conception :

Dans notre étude, il est nécessaire de donner à l'ouvrage de protection en gabions un profil approximatif. Par suite, les types de gabions que nous allons utiliser sont :

- les gabions cage standards de forme parallélépipédique rectangle ayant les dimensions suivantes ($2,00 \times 1,00 \times 1,00$ m) ou ($1,00 \times 1,00 \times 1,00$ m)
- le gabion semelle qui se diffère des gabions standards par sa hauteur qui est environ 0,50 m en général.

VI-7-3) Conception et dimensionnement de la digue de protection :

La mise en place de la digue de protection a pour objectif de protéger le périmètre à l'inondation due à la montée de la rivière Mania vers le périmètre. Donc, la dimension hydraulique de la digue est conditionné par les débits de crue de différent fréquence de la rivière Mania.

VI-7-3-1) Choix du type de digue de protection à réaliser :

Dans un projet d'aménagement hydro agricole, la digue constitue le principal ouvrage de protection contre l'inondation du périmètre irrigué.

Selon la nature géologique de la zone d'étude, le site d'implantation de la digue de protection se trouve dans une zone de plaine alluviale. Par suite, la digue est sur fondation meuble qui amène ainsi à adopter une digue à structure souple ou une digue en remblai.

Les digues en remblai présentent les trois types suivants :

- type 1 : la digue en terre homogène étanche
- type 2 : la digue à noyau étanche
- type 3 : la digue en enrochement à noyau étanche

Et, les matériaux étanches sont suffisants en qualité et en quantité et satisfaisants la condition d'étanchéité, on a choisi d'implanter une digue en terre homogène étanche.

VI-7-3-2) Calage hydraulique de la digue de protection :

Selon NIHYCRI, le calage hydraulique de la digue de protection se fait par rapport aux crues de sureté de la rivière qui provoque l'inondation. Le calage hydraulique par rapport aux crues de sureté nécessite les activités suivantes :

- calcul des crues de sureté du cours d'eau avec la période de retour ;
- lever topographique (profil en long et en travers) ;
- calcul par la formule de Manning-Strickler du PHE correspondant aux crues de sureté en utilisant les paramètres d'écoulement obtenus des levers topographiques.

Mais lors de l'investigation sur terrain, on constate que le levé topographique de la rivière Mania rend impossible à cause du niveau d'eau haute. Par conséquent, on s'intéresse seulement aux laisses de crues exceptionnelles et les informations auprès des paysans bénéficiaires concernant la montée de la rivière Mania.

Selon les paysans, la montée de la rivière Mania dure 3 jours et descend dans 2 jours et on peut identifier trois côte de niveau d'eau de Mania en période de pluie tels que :

- en période cyclonique, la rivière Mania monte jusqu'à la côte de 36,68 m au niveau de la digue
- en période de pluie, la côte maximale varie de 32,00 m à 33,50 m (tirant d'eau dans la rizièrre varie de 1,00 m à 1,50 m)

- en période de pluie, la côte minimale est de 25,50 m

Par suite, la côte de la crête de la digue doit être calée à la côte du PHEC 36,68 m majorée de la revanche r qui est fonction de l'importance de la rivière Mania.

VI-7-3-3) Détermination du profil de la digue en terre :

L'ouvrage prévu pour notre étude est une digue de protection en terre homogène. Puisqu'une digue de protection est rarement tout le temps en charge, les effets néfastes des écoulements interstitiels à travers le corps du remblai sont non préjudiciables. La mise en place de filtre, drain voire noyau étanche peut ne pas être nécessaire en ce qui concerne la digue de protection.

➤ Hauteur de la digue :

La hauteur de la digue est la différence de la côte du PHEC et la côte au fond de l'ouvrage majorée de la revanche de la rivière.

$$H_d = (Z_{\text{PHEC}} - Z_{\text{fond}}) + R$$

Où :

H_d : hauteur de la digue (m) ;

Z_{PHEC} : Côte du PHEC = 36,68 m ;

Z_{fond} : Côte au fond de l'ouvrage = 28,90 m ;

R : la revanche = 1,40 m (cf. ANNEXE 10).

Après calcul, on trouve $H_d = 9,18$ m.

➤ Largeur en crête L_c :

La largeur en crête de la digue en terre doit être suffisante pour éviter la circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement lorsque la crue passe et pour faciliter la circulation des engins durant l'entretien.

En pratique la largeur en crête d'une digue en terre doit être supérieure à 3,00 m. Pour les ouvrages de hauteur supérieure à 9,00 m, on adopte souvent une largeur en crête égale à $H/3$ ou par les valeurs données par les formules suivantes :

$$L_c = 1,65 \times \sqrt{H_d} \text{ Ou } L_c = 3,6 \times \sqrt[3]{H_d} - 3$$

Où : L_c étant la largeur en crête en m et H_d étant la hauteur de la digue donné en m.

En faisant le calcul, on a : $L_c = 3,06$ m ou $L_c = 5,00$ m ou $L_c = 4,54$ m. En considérant la valeur minimale prescrit par NIHYCRI et en tenant compte la raison économique, la largeur en crête adopté est $L_c = 3,20$ m.

➤ Pente des talus :

Les pentes des talus de la digue en terre sont fixées de façon à vérifier les conditions de stabilité du massif et de ses fondations. Concernant le massif en particulier, les pentes des parements sont fixées en fonction de la nature du remblai pour réaliser la digue.

En effet, selon NIHYCRI, pour une digue exécuter en matériau homogène la pente des talus amont et aval sera prise égale à 3/1. Cette valeur sera fixée après la vérification des stabilités des talus en connaissant les caractéristiques mécaniques des matériaux de remblai (la cohésion « c » et l'angle de frottement interne « ϕ »), déterminer à partir des essais en laboratoire des matériaux de construction. Comme les matériaux pour remblai sont constitué de limon rougeâtre et en effectuant des essais en laboratoire des matériaux de construction, la pente des talus amont et aval à adopter est égale à 3/2 (B.E. SERVICE FONDATION).

VI-7-3-4) Détermination du volume d'eau à évacuer :

Le principe consiste à déterminer le volume d'eau à évacuer pour que le drainage du périmètre soit optimal. Il permet de prévoir la quantité d'eau à éliminer au niveau du périmètre. L'assurance de l'évacuation d'eau en excès permettra aux plantes de pousser dans les meilleures conditions possibles.

Selon NIHYCRI, le réseau de drainage est dimensionné avec les crues décennales ou les crues de projet, donc le calcul tiendra compte des débits de crue de période de retour 10 ans et du volume d'eau écoulé en temps normal, de fréquence décennale humide, pendant trois (03) jours (durée admissible de submersion du riz).

-Pour les volumes de crue, ils sont obtenus en multipliant le débit de crue de période de retour 10 ans par le temps de concentration du BV.

$$V_{\text{crue}} = Q_{10} \times t_c \times 3600 [\text{m}^3]$$

-Pour les volumes écoulés normalement en 3 jours, on multiplie par 3 la valeur de débit du mois le plus pluvieux (pour notre étude mois de mars)

$$V_{3\text{jours}} = Q_{\text{mois pluvieux}} \times 0,001 \times 3 \times 24 \times 3600 [\text{m}^3]$$

Le volume total à évacuer est la somme du volume de crue pendant le temps de concentration et le volume écoulé normalement en 3 jours.

$$V_t [\text{m}^3] = V_{\text{crue}} [\text{m}^3] + V_{3\text{jours}} [\text{m}^3]$$

Après calcul, on trouve: $V_t [\text{m}^3] = 760\,123 [\text{m}^3]$.

Après avoir déterminé le volume total d'eau à évacuer, on va dimensionner les ouvrages qui permettent d'évacuer.

VI-7-3-5) Dimensionnement des ouvrages annexes : Conduite de vidange

Pour évacuer les excès d'eau dans le périmètre et les eaux provenant des bassins versants latéraux, on va mettre en place de dalot buse avec clapet anti-retour. Les dimensions des buses circulaires sont obtenues en connaissant les débits de chaque buse en tenant compte de la durée de vidange du réservoir d'eau.

Pour assurer le bon fonctionnement du périmètre de Soavina RD et pour éviter l'asphyxie des plants, il faut que les dimensions des buses puissent évacuer le volume d'eau à évacuer dans les meilleurs temps possibles et à un coût économiquement acceptable.

➤ Hypothèse de calcul :

Pour faire le calcul de la conduite d'évacuation, on suppose les hypothèses suivantes :

- L'écoulement dans la conduite peut être un écoulement en charge ou un écoulement à surface libre mais on considère qu'il est en charge ;
- La vitesse d'écoulement soit comprise entre 3 m/s et 7 m/s (Source : Technique des barrages en aménagement rural) ;
- Admettons que le débit d'évacuation est $Q_e = 3 \text{ m}^3/\text{s}$.

➤ Détermination des diamètres extrêmes :

Pour cela, on considère la condition de vitesse d'écoulement dans la conduite pour avoir les diamètres extrêmes.

Puisqu'on a : $3 \leq V \leq 7 \text{ [m/s]}$,

On en déduit que : $0,43\sqrt{Q_e} \leq D \leq 0,64\sqrt{Q_e}$

Donc : $0,739 \leq D \leq 1,128$

Par suite : $D_{\min} = 739 \text{ [mm]}$ et $D_{\max} = 1\,128 \text{ [mm]}$ et débit d'évacuation étant de $3 \text{ m}^3/\text{s}$. Mais les diamètres nominaux des conduites existants sont : Ø800, Ø1000 et Ø1200.

➤ Choix du diamètre de la conduite :

Le choix du diamètre de la conduite considère à la fois l'aspect technique et l'aspect économique. Autrement dit, on doit tenir compte l'efficacité de l'ouvrage à un coût économiquement acceptable.

Tableau 32 : Diamètre de la conduite en fonction du temps d'évacuation

D [mm]	Temps d'évacuation [jour]
800	2,37
1000	2,42
1200	1,80

D'après les résultats ci-dessus, on peut dire que techniquement les diamètres 800[mm], 1000 [mm] et 1200[mm] sont satisfaisants, économiquement le diamètre 800[mm] présente le meilleur choix. Par ailleurs, la capacité de la conduite doit permettre l'évacuation des excédents d'eau en 2 à 3 jours (Condition non asphyxie des plants).

Ainsi, pour avoir un compromis entre ces deux critères, on prend le diamètre 800[mm] dont la durée d'évacuation est acceptable, de plus, il permet la visite à l'intérieure de la conduite pour une éventuelle intervention et entretien de l'ouvrage.

**Partie 4. ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET
ETUDES ECONOMIQUES ET FINANCIERES DU PROJET**

Chapitre.VII ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL :

La réalisation d'une étude d'impact environnemental est une étape obligatoire et importante lorsque le projet peut avoir une grande influence sur les décisions d'investissements dans son processus. Plus précisément, pour tous projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement doit être soumis soit à une étude d'impact environnemental (EIE), soit à un programme d'engagement environnemental (PREE), selon la nature technique, l'importance de ces projets et la sensibilité de leurs milieux d'implantation.

Puisque notre projet est un projet de développement, alors le processus de l'évaluation environnementale doit être compatible avec les objectifs spécifiques du développement durable suivants :

- Viabilité écologique du système (régénérations des ressources, cycle de la biomasse- des nutriments- de l'eau non perturbé) assurée ;
- Rentabilité économique du système de gestion environnementale assurée ;
- Equité sociale assurée dans le processus de gestion.

Pour notre projet, l'étude d'impact environnemental comprend les étapes suivantes :

- ✓ Mise en contexte du projet ;
- ✓ Description du projet ;
- ✓ Description du milieu récepteur ;
- ✓ Analyse des impacts ;
- ✓ Et le plan de gestion environnementale et sociale.

VII-1) Mise en contexte du projet :

Le projet de réhabilitation des infrastructures hydro agricoles dans le périmètre irrigué de Soavina rive droite a pour objectif principal d'améliorer la production rizicole et d'augmenter les revenus des paysans. Et, le périmètre concerné par ce projet est affecté par la non maîtrise de l'eau d'irrigation et surtout par l'insuffisance de l'eau d'irrigation à cause de la dégradation voir même la destruction des infrastructures hydro agricoles. A cause de ces problèmes, les paysans dans la zone d'étude ne peuvent cultiver qu'à l'arrivée de la pluie et ce phénomène déclenche l'insuffisance alimentaire et la pauvreté.

Pourtant, ce projet consiste à remettre en état ces infrastructures par le biais du ministère de l'agriculture et le programme national bassins versants et périmètres irrigués (PNBVPI) grâce au projet d'urgence pour la sécurité alimentaire et la protection sociale (PURSAPS) afin de réduire cette misère.

En connaissant l'importance de préserver la qualité de l'environnement et afin d'améliorer le niveau de vie des paysans, le Projet PURSAPS/BVPI a proposé l'aménagement du périmètre irrigué Soavina RD situé dans le Fokontany de Soavina, CR dudit, District Ambatofinandrahana, Région Amoron'i Mania et ce en respectant les textes législatifs afférents à l'environnement.

VII-2) Description du projet :

Face au problème évoqué ci-dessus qui réside à la satisfaction des besoins en eau du périmètre irrigué de Soavina RD, le projet de réhabilitation des infrastructures hydro agricoles permet d'apporter des solutions afin de contribuer à la lutte contre l'insuffisance alimentaire et à l'augmentation de revenu des paysans.

Le barrage de dérivation construit en béton existant ne peut évacuer que quelque partie du débit de crue de 576,9 m³/s et il n'est plus stable pour ce même débit. Alors, pour évacuer ce débit de crue il faut démolir quelques parties du barrage pour créer des passes batardables et pour avoir la stabilité il suffit d'élargir le corps du barrage sans changer le profil trapézoïdal existant. Pour résoudre le problème lié à l'irrigation du périmètre, plusieurs travaux sont prévus et se déroulent en quatre phases bien déterminés à savoir :

- la phase préparatoire
- la phase d'exécution
- la phase fermeture
- la phase d'exploitation et l'entretien

Le tableau suivant montre les différentes activités prévues pour chaque phase et étape du projet :

Tableau 33 : Différentes activités prévues du projet

PHASE	ETAPES DE TRAVAIL	ACTIVITES PREVUES
Phase préparatoire	Installation du chantier	-recrutement des personnels locaux et arrivée des mains d'œuvres étrangers -construction d'un magasin de stockage des matériaux et matériels -transport des matériels et des matériaux par des camions -achat de matériaux locaux
	Renforcement de capacité des AUE	-révision du statut, des règlements intérieurs de l'association -renforcement de capacité organisationnel des membres de bureaux -organisation d'ateliers de réflexion -sensibilisation des paysans en matière d'intensification de la culture et encadrement technique sur l'entretien
	Démolition des parties de l'ancien barrage	-construction du batardeau provisoire -enlèvement des moellons entreposés -édifier les moellons enlevés en paroi aval du barrage pour le stabiliser
	Construction des passes batardables	-mise en place des vannes -coulage béton -enduit et chape du barrage

Phase d'exécution	Regabaritage et mise en place des bétons ou maçonneries de moellons pour certains tronçons	-transport des matériaux pour le bétonnage -fouilles pour les bénéficiaires -travaux de maçonneries
	Construction d'ouvrage de protection en gabion	-transport des matériaux pour la protection en gabion -fouilles pour les bénéficiaires
	Construction de digue de protection avec ouvrage clapet anti-retour	-extraction et transport des matériaux pour remblai -compactage du remblai -fouilles pour les bénéficiaires
Phase de fermeture	Repli du chantier	-évacuation des terres excédentaires -évacuation des déchets de chantier -libération des personnels et ouvriers recrutés pendant le projet
Phase de l'exploitation	Exploitation du périmètre	-exploitation du périmètre par les bénéficiaires -intensification durable de la culture -gestion du périmètre par les AUE
	Entretien du périmètre	-graissage périodique appareillage hydromécanique (vanne crémaillère) -curage des canaux et des ouvrages de franchissement d'eau

VII-3) Description du milieu récepteur :

La description du milieu récepteur est essentielle à l'analyse environnementale afin d'obtenir une connaissance adéquate des composantes du milieu d'insertion du projet.

Cette description comprend la délimitation de la zone d'étude et la caractérisation des composantes pertinentes de l'environnement, telles qu'elles sont avant l'implantation du projet.

8-3-1) Délimitation de la zone d'étude :

Le site d'implantation de ce projet est entouré de végétation telle taindelotsinoa, tournesol, bozaka, des variétés fruitières (goyave, mangue, rotra,...) et des arbres types pinus, eucalyptus. Il est délimité :

- au Nord : culture de canne à sucre, rizière
- au Sud : champs de culture (haricot, banane, ...)
- à l'Est : champs de culture manioc
- à l'Ouest : bord du ruisseau Tsindra

Le fokontany Soavina, site du projet se trouve dans le CR Soavina, District Ambatofinandrahana, Région Amoron'i Mania. Il se trouve aux coordonnées géographiques suivantes : S : 20°23'02,3'' ; E : 46°55'11,4''.

VII-3-2) Description de l'état initial de l'environnement :

L'étude d'impact environnemental doit considérer au niveau du site de projet et de ses zones d'influence :

- l'environnement du milieu physique
- l'environnement du milieu biologique
- et l'environnement du milieu humain (social, économique et culturel)

VII-3-2-1) Milieu physique :

Comme la zone d'étude fait partie des Hautes Terres Centrales, elle est dotée du climat type tropical d'altitude qui alterne deux saisons bien distinctes : de novembre à avril : période chaude et pluvieuse laquelle concentre 90% des précipitations (1 000 à 1 200mm/an), la température moyenne de la région est de 14,6°C avec un minimum de 10°C et un maximum de 18°C; de mai à octobre : période fraîche et humide pendant laquelle la température peut diminuer jusqu'à 6°C.

Concernant le sol, on rencontre le même type que ce soit en rive droite qu'en rive gauche. Dans l'ensemble, il s'agit des sols limoneux sablonneux de couleur rougeâtre. L'altération chimique de substrat géologique est très poussée et entraîne une importance épaisseur du sol.

Dans les plaines fluviales lacustres, on rencontre :

- ✓ les sols hydromorphes moyennement organiques
- ✓ les sols hydromorphes tourbeux
- ✓ les glaciés plats dont les sols sont hydromorphes minéraux.

Dans les reliefs modérés de dissection, on trouve : les produits d'altération du sol granitique sur quelques endroits, basaltique et plutôt volcanique qui sont des sols fertiles favorables à toutes les cultures.

Le sol est utilisé comme suit :

- pour les cultures (vivrières : riz, manioc, patate douce, pommes de terre), légumineuses (tomate, haricot, voanjobory)
- pour l'élevage (bovin, porcin, volaille)

Les terres qui se trouvent en aval du barrage sont utilisées, d'une part pour la culture de riz et d'autres cultures, et d'autre part pour la construction de lieu d'habitation.

La zone d'étude est traversée par le ruisseau Tsindra et actuellement, l'eau en aval du barrage est utilisée pour l'irrigation des rizières, le lessivage, le breuvage des animaux.

VII-3-2-2) Milieu biologique :

a) Faune :

Dans les rizières, il existe des faunes aquatiques, on cite entre autres : les tilapias, les carpes, les grenouilles, les pirina etc. Les autres espèces dominantes sont constituées par les oiseaux (martin, aigrette, canard sauvage, tsiriry, pigeon, pigeon sauvage,...), les serpents, les papillons, les lézards, rat, l'anguille,...

b) Flore :

La couverture végétale le plus rencontré dans la zone d'étude est constituée principalement des herbes, des arbres (eucalyptus), arbustes et des arbres fruitiers, des légumes et des plantes tuberculeuses plantées par les paysans.

VII-3-2-3) Milieu humain :

Ce milieu a été déjà parlé au chapitre 1 : Monographie de la zone d'étude. Mais, on rappelle que le nombre total de la population dans la CR de Soavina est de 35 004 habitants en 2016 dont 650 habitants sont bénéficiaires de ce projet et membres de l'Association des Usagers de l'Eau (AUE). La majorité de la population est composée de paysan, donc les activités économiques ressources de revenus sont l'agriculture, notamment, la riziculture, les cultures de type racines et tubercules tels pomme de terre, patate douce, manioc...

VII-4) Analyses des impacts :

Cette partie porte sur l'identification et l'évaluation des impacts probables sur l'environnement, associés à la réalisation du projet. Elle vise à proposer des mesures à prendre pour atténuer ou compenser les impacts néfastes à la qualité de l'environnement.

Cette phase comprendra les étapes suivantes :

- L'identification des impacts probables du projet sur le milieu récepteur
- L'évaluation de l'importance des impacts
- L'identification des mesures d'atténuation des impacts

VII-4-1) Identification des impacts probables :

Le principe consiste à confronter les composantes du milieu récepteur aux éléments de chaque phase du projet. En effet, les activités du projet sont en interrelations avec les composantes pertinentes du milieu, donc il s'agit d'identifier les impacts probables pour chacune des interrelations. Les impacts sur les composantes du milieu sont généralement identifiés en regard du milieu physique, puis du milieu biologique et du milieu humain. Le tableau suivant montre l'identification des impacts probables :



Tableau 34 : Identification des impacts

ETAPES DE TRAVAUX	SOURCE D'IMPACTS	IMPACTS POSITIFS			IMPACTS NEGATIFS		
		Milieu physique	Milieu biologique	Milieu humain	Milieu physique	Milieu biologique	Milieu humain
PHASE PREPARATOIRE							
Installation de chantier	Recrutement des ouvriers			Création d'emplois			Apparition des conflits entre ouvriers
	Construction d'un magasin de stockage			Création d'emplois		Défrichage de certaines plantes	
	Transports des matériels et des matériaux				Emission de gaz et de poussière dans l'atmosphère		Nuisances sonores dues au passage fréquent de camions
	Campement des ouvriers						Propagation des maladies, risque de troubles sociaux suite à la venue massive de personnes
	Achat de matériaux locaux			Source de revenus pour les habitants locaux			
Renforcement de capacité des AUE	Révision du statut, des règlements intérieurs			Association rendues formelles			

	Renforcement de capacité organisationnel des membres de bureaux			Responsabilisation des usagers de l'eau			
	Sensibilisation des paysans en matière d'intensification de la culture			Amélioration du rendement et du savoir-faire des paysans			
PHASE D'EXECUTION							
Démolition des parties de l'ancien barrage	Construction d'un batardeau provisoire					Perturbation faunistique	
Construction des ouvrages	Extraction des matériaux rocheux et transport de ces produits			Apparition d'activités sources de revenus (gargotières, le commerce ambulants)	Pollution du sol, de l'eau due aux éclats et débris rocheux	-Risque de destruction de la couverture végétale -Perturbation et modification d'habitats faunistiques	Risque d'accidents de circulation, nuisance sonore
	Extraction des matériaux pour remblai				Dégradation esthétique dans le paysage		
	Transport des matériaux de				Pollution du sol, de l'eau due aux déversements		Maladies respiratoires pour

	construction dans la zone du projet				accidentels de produits de vidange et de carburant		les employés de l'entreprise
	Fouilles pour les bénéficiaires			Sources de revenus pour les bénéficiaires		Défrichements des plantes	Conflits foncières avec les propriétaires touchés par l'aménagement
PHASE DE FERMETURE							
Repli de chantier	Evacuation des terres excédentaires et des déchets				Pollution de l'eau, du sol et de l'air		Atteinte à la santé des habitants
	Libérations des ouvriers						Pertes d'emploi, de revenu
PHASE D'EXPLOITATION							
Exploitation du périmètre	Intensification durable de la culture			Augmentation du rendement			
	Mise en exploitation des infrastructures hydro agricoles			-Augmentation de la production rizicole -Amélioration du niveau de vie des ménages			
Entretien du périmètre	Graissage périodique appareillage hydromécanique			-Pérennité des infrastructures -facilité de régulation de l'eau			

VII-4-2) Evaluation de l'importance des impacts :

Cette étape consiste à évaluer les impacts afin de déterminer si les changements prédits sont suffisamment significatifs pour justifier l'application des mesures d'atténuation, de surveillance et de suivi des impacts. L'évaluation des impacts du projet sur l'environnement est réalisée par l'analyse multicritère en tenant comptes les trois critères : l'intensité de l'impact, l'étendue spatiale et la durée.

Il s'agit de donner des notes aux critères d'évaluation des impacts du projet d'aménagement hydro agricole, selon le tableau suivant :

Tableau 35 : Notes aux critères d'évaluation

Nature impacts	Intensité de l'impact	Etendue spatiale	Durée	Importance de l'impact
	1 : faible	1 : locale	1 : occasionnelle	Majeure : [7-9]
	2 : moyenne	2 : zonale	2 : temporaire	Moyenne : [5-6]
	3 : forte	3 : régionale	3 : permanente	Mineure : [3-4]

Source : SAVAIVO-Etudes d'Impact Environnemental/PSDR

Explication des données dans le tableau :

➤ Intensité de l'impact :

Elle traduit le degré de perturbation du milieu, de la vulnérabilité, de la sensibilité, de l'unicité ou la rareté de la composante affectée. Elle est :

- ✓ Forte quand l'impact remet en cause la totalité et alterne le milieu récepteur ;
- ✓ Moyenne si l'impact réduit partiellement la qualité du milieu récepteur ;
- ✓ Faible quand l'impact ne modifie pas trop la qualité du milieu récepteur.

➤ Etendue spatiale :

Elle donne la dimension spatiale de l'impact tel la longueur ou la surface affectée. Elle est :

- ✓ Régionale si l'impact est senti par une grande partie de la population et s'entend en surface ;
- ✓ Zonale quand l'impact est senti par l'environnement immédiat ;
- ✓ Locale si l'impact est senti dans une petite aire bien définie.

➤ Durée :

La durée de l'impact est référée par la période pendant laquelle l'impact se fait sentir. Elle est :

- ✓ Occasionnelle si la période est très courte et passagère ;
- ✓ Temporaire quand l'impact est ressenti de façon continue mais pour une période bien déterminée ou quand il est réversible ;
- ✓ Permanente si l'effet ressenti pour une longue période et indéterminée.

➤ Importance de l'impact :

Elle est estimée en faisant le total de notes quantifiant l'intensité, l'étendue spatiale et la durée pour chaque type d'impact.

Tableau 36 : Evaluation des impacts

Sources d'impacts	Impacts engendrés	Intensité	Durée	Etendue	importance
IMPACTS POSITIFS					
Recrutement des ouvriers locaux et arrivé des ouvriers étrangers	Création d'emplois	2	2	2	6 [Moyenne]
Construction d'un magasin de stockage et d'un habitat des mains d'œuvres	Création d'emplois	1	2	2	5 [Moyenne]
Achat de matériaux locaux	Sources de revenus pour les habitants locaux	2	2	2	6 [Moyenne]
Révision du statut, des règlements intérieurs de l'AUE	Association rendues formelles	2	3	2	7 [Majeure]
Renforcement de capacité organisationnel des membres de bureaux de l'AUE	Responsabilisation des usagers de l'eau	2	3	2	7 [Majeure]
Organisation d'ateliers de réflexion	Consultation des paysans par une approche participative, Information des paysans sur l'importance de l'aménagement	2	3	2	7 [Majeure]
Sensibilisation des paysans en matière d'intensification de la culture et encadrement technique sur l'entretien	Amélioration du rendement, amélioration du « savoir-faire » des bénéficiaires en matière d'entretien	2	3	2	7 [Majeure]
Coulage béton	Achat matériaux locaux	2	2	2	6[Moyenne]
Intensification durable de la culture	Augmentation du rendement	2	3	3	8 [Majeure]
Mise en exploitation des infrastructures hydro agricoles	-Augmentation de la production rizicole -Amélioration du niveau de vie des ménages	2	3	3	8 [Majeure]

Graissage périodique appareillage hydromécanique	-Pérennité des infrastructures -facilité de régulation	3	3	3	9[Majeure]
IMPACTS NEGATIFS					
Recrutement des ouvriers	Apparition des conflits entre ouvriers	2	3	3	8 [Majeure]
Construction d'un magasin de stockage	Défrichements de certaines plantes	1	2	3	6 [Moyenne]
Transports de matériels et matériaux	Nuisances sonores, émission de gaz et de poussière dans l'atmosphère, risque d'accident routier	2	1	2	5 [Moyenne]
Campement des ouvriers	Propagation des maladies, risque de troubles sociaux dus à la venue massive de personnes	1	2	2	5 [Moyenne]
Mise en place d'un batardeau provisoire	Risque de noyade des ouvriers, défrichement des faunes et flores, perturbation de l'écoulement	1	3	3	7 [Majeure]
Construction des ouvrages	Risque de dégradation esthétique dans le paysage Risque d'érosion en amont du barrage	2	3	1	6 [Moyenne]
	Risque de pollution du sol, de l'eau due aux éclats et débris rocheux et à l'éparpillement des produits de curage et emballages des produits quincaillerie et aux déversements accidentels des produits de vidange et de carburant	2	2	1	5 [Moyenne]
	Risque de perturbation et modification d'habitat faunistique	2	3	1	6 [Moyenne]

	Destruction de la couverture végétale	2	3	1	6 [Moyenne]
	Risque des conflits fonciers avec les propriétaires dont les terres sont touchées par l'aménagement	2	2	1	5 [Moyenne]
Evacuations des terres excédentaires et des déchets de chantier	Atteinte à la santé des habitants, Pollution de l'eau, du sol et de l'air	1	3	3	7 [Majeure]
Libération des ouvriers	Remise en chômage des ouvriers	1	2	2	5 [Moyenne]

VII-4-3) Mesures d'atténuation environnementale :

Cette étape consiste à présenter les actions ou les mesures appropriées pour prévenir, supprimer ou réduire les impacts négatifs sur l'environnement. Les mesures d'atténuation des impacts négatifs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 37 : Mesures d'atténuation et indicateurs de suivi

Impacts négatifs	Mesures d'atténuation	Indicateurs
Apparition des conflits entre ouvriers	Respecter les conditions de travail et droits des ouvriers	Nombre de plaintes et conflits
Risque de propagation des maladies	Dotation de la base vie d'une boîte à pharmacie Distribution des préservatifs au personnel de l'entreprise	-Nombre de boîte à pharmacie -Nombre de malades mensuels -Nombre mensuel de préservatifs distribués
Risque de troubles sociaux suite à la venue massive des personnes étrangères	-Sensibilisation du personnel de l'entreprise et de la population -Enregistrement des étrangers au niveau des Fokontany	-PV de réunion et fiche de présence -Existence de Bokim-bahiny
Diminution de la couverture végétale	Re-végétation des terrains dénudés par engazonnement	Superficie re-végétalisée
Risque de dégradation de l'esthétique dans le paysage	-Débroussaillage et décapage des zones uniquement concernées par les travaux -Remise en état des lieux du gîte d'emprunt et des carrières	-Ratio couverture végétale/ occupation du sol -Site aménagé après extraction -Brèche comblée
Risque d'érosion en amont du barrage	Protection du bassin versant par restauration du couvert végétal en amont du barrage	Superficie restaurée

Risque d'accidents de circulation	<ul style="list-style-type: none"> -Limitation de vitesse des voitures à 40 km/h -contrôle journalier de l'état des véhicules de l'entreprise chargé des travaux -Mise en place de panneaux de chantier et panneaux de signalisation 	<ul style="list-style-type: none"> -Nombre d'infractions -PV de contraventions établis par les autorités compétentes -Nombre de panneaux de signalisation implantés
Nuisance sonore	Limitation du trafic des camions de l'entreprise chargée des travaux	Nombre des conducteurs réprimandés
Risque de pollution de l'eau, du sol due aux éclats et débris rocheux et à l'éparpillement des produits de curage et des emballages des produits de quincaillerie et aux déversements accidentels des produits de vidanges et de carburant	<ul style="list-style-type: none"> -Identification et aménagement d'un lieu de dépôt sur un terrain plat ne menaçant pas d'autres activités -Nettoyage du bord des rivières après travaux -Réutilisation des produits de curage pour le renforcement des berges -Stocker le carburant dans une citerne -collecter les produits de vidange dans des bacs 	<ul style="list-style-type: none"> -Existence d'un lieu de dépôts respectant les normes -Bord de rivière propre -Berges aménagées -Existence d'une citerne pour stocker le carburant -Existence des bacs pour la collecte des produits de vidange
Risque de conflits fonciers entre les propriétaires des terres touchées par les travaux	Sensibilisation des propriétaires et établissement d'accord avec ces derniers	<ul style="list-style-type: none"> -PV de réunion avec les propriétaires concernés -Existence des lettres émanant des propriétaires acceptant l'utilisation d'une part de leurs terres pour la construction des ouvrages
Perte d'emploi, Perte de revenu	<p>Mise en place par les autorités communales des mesures d'accompagnements suite au retrait de l'entreprise :</p> <ul style="list-style-type: none"> - organisation d'une consultation publique pour le point sur le départ de l'entreprise -Création d'emplois pour les employés locaux débauchés par l'entreprise 	<p>PV de réunion</p> <p>Nombre d'emplois créés</p>

VII-5) Plan de gestion environnementale et sociale :

Le plan de gestion environnementale est un programme important qui permet de présenter le programme de surveillance et de suivi des mesures d'atténuation ci-dessus. On va montrer sous forme de tableau à l'intérieur duquel on a les méthodes de suivi, le timing d'exécution et enfin le responsable d'exécution :

Tableau 38 : Plan de gestion environnementale

Mesures d'atténuation	Méthodes de suivi	Timing d'exécution	Responsable d'exécution
-Enregistrement au niveau des Fokontany pour les étrangers -Sensibilisations des populations et du personnel de l'entreprise pour éviter les maladies et les perturbations des us et coutumes	-Nombres des étrangers -PV de réunion	Avant et pendant l'installation de chantier	Entreprise Maitre d'œuvre Autorités locales AUE
Aménagement des aires de dépôts pour les déchets avec l'agrément de la mission de contrôle, loin de lieux fréquentés, des zones agricoles	Rapport de la mission de contrôle	Avant la réalisation des travaux	Entreprise Maitre d'œuvre Autorités locales
Aménagement des infrastructures sanitaires bien isolées	Enquête au niveau des autorités	Avant et pendant la réalisation des travaux	Entreprise Maitre d'œuvre Autorités
Pollution de l'eau, nuisance olfactive, Augmentation de risques de transmission de maladies d'une communauté à l'autre à cause des échanges	Constataction visuelle, enquête au niveau des autorités et auprès du CSB et médecins	Au début et à la fin des travaux	Autorités locales
Remise en état des lieux après travaux Remise en état des zones d'emprunt de terre pour remblai	Constat visuel	Pendant le repli de chantier	Entreprise Maitre d'œuvre
Formation des bénéficiaires sur le plan environnemental, social et technique	PV et fiche de présence	Pendant la réalisation des travaux	Maitre d'œuvre /Projet

On peut en conclure que, la réalisation du projet de réhabilitation du périmètre Soavina rive droite est très importante pour la population du fait qu'elle résout son problème d'irrigation. De plus, le projet ne constitue pas une entrave sur le plan environnemental et aussi les travaux d'aménagement de ce périmètre méritent d'être entrepris.

Chapitre.VIII ETUDES ECONOMIQUE ET FINANCIERE DU PROJET :

Ce chapitre concerne principalement l'évaluation économique et financière du projet, autrement dit l'évaluation du coût du projet et la rentabilité.

VIII-1) Estimation du coût du projet :

L'estimation du coût du projet consiste à déterminer leur viabilité économique et financière en évaluant les coûts d'investissements.

Le coût du projet est estimé sur la base des quantités mesurées sur l'ensemble des ouvrages projetés tels que : l'aménagement du barrage Soavina, l'avant canal, le mur de protection, l'ouvrage de protection en gabion de la berge, le canal bétonné couvert, le dalot sous digue, la digue et les mesures environnementales.

Le tableau suivant montre la récapitulation des coûts du projet par ouvrage et le bordereau détails quantitatifs et estimatifs sont en annexe du présent ouvrage :

Tableau 39 : Récapitulation des coûts du projet en Ariary

N° PRIX	DESIGNATION	MONTANT EN ARIARY
0	Travaux préparatoires	67 792 188,00
I	Aménagement du barrage PM 0,00	32 380 365,25
II	Avant canal PM 0,00 au PM 5,00	3 006 061,80
III	Mur de protection avant canal PM 0,00	1 420 285,36
IV	Ouvrage de protection en gabion PM 264	98 981 861,03
V	Canal bétonné couvert PM 266 au PM 300	21 803 531,46
VI	Dalot sous digue	158 385 341,32
VII	Digue	557 555 752,00
VIII	Reprofilage canal	18 200 000,00
IX	Curage canal et rehaussement berges	53 222 970,00
Montant total HT		1 012 748 356,22
TVA (20%)		191 905 077,24
Montant total TTC		1 204 653 433,46

D'après ce tableau, le coût du projet s'élève à **1 204 653 433, 46 Ar TTC** (Un milliard deux cent quatre million six cent cinquante-trois mille quatre cent trente-trois Ariary) avec un apport bénéficiaires de l'ordre de **53 222 970,00 Ar** (Cinquante-trois million deux cent vingt-deux mille neuf cent soixante-dix Ariary) qui représente 4,42% du coût total du projet.

VIII-2) Etude de rentabilité du projet :

Pour faire l'étude de rentabilité du projet, on utilise comme critère de rentabilité le taux de rentabilité interne (TRI) et la valeur actuelle nette (VAN).

VIII-2-1) Hypothèse de base pour l'étude de rentabilité :

Pour mener bien l'étude de rentabilité du projet, on considère les hypothèses de base suivantes :

- Seules les recettes obtenues pour les activités rizicole, pendant les deux saisons sont prises en compte ;
- 60% de la production soit destinée à la vente ;
- La superficie exploitée lors de la première année d'irrigation est estimée à 253 ha et de la deuxième année la superficie totale 365 ha sera exploitée ;
- Le rendement de la production augmente au fur et à mesure du temps de 3 tonnes à l'hectare voire à 5 ou 6 tonnes à l'hectare ;
- Le projet étant analysé sur une durée de 10 ans.

VIII-2-2) Les charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation englobent la dépense nécessaire pour l'exploitation du périmètre irrigué comprenant les matériels et équipement agricoles, les intrants agricoles et les mains d'œuvres. En outre, on tient en compte aussi des frais d'entretien de l'ouvrage et l'amortissement des matériels et équipements agricoles.

a) Matériels et équipement agricoles :

Pour une exploitation optimale du périmètre, les matériels et équipement agricoles nécessaires sont les suivantes : les bœufs de trait, les charrues-chaines, les herse, les sarcleuses, les bêches, les pelles et les pulvérisateurs. Ces matériels sont représentés dans le tableau suivant avec les coûts par hectare en ariary.

Tableau 40 : Dépenses en matériels et équipement agricoles par hectare

Désignation	Unités	Quantités/ha	PU	Coûts/ha (ar)
Bœufs de trait	tête	0,11	600 000,00	66 000
Charrue-chaine	Unité	0,06	100 000,00	5 500
Herse	Unité	0,06	80 000,00	4 400
Sarcleuse	Pièce	0,22	30 000,00	6 600
Bêche	Pièce	0,33	8 000,00	2 640
Pelle	Pièce	0,22	5 000,00	1 100
Pulvérisateur	Pièce	0,11	200 000,00	22 000
Total				108 240

b) Les intrants agricoles :

Les intrants sont constitués par des éléments qui entrent dans la production rizicole telles les semences avec leurs traitements et les engrais naturels auto produites dans la région. Le tableau suivant résume les intrants agricoles avec les coûts par hectare :

Tableau 41 : Dépenses en intrants agricoles avec les coûts/hectare

Désignation	Unités	Quantités/ha	PU	Coûts/ha (ar)
Semences	kg	20,00	2 000,00	40 000,00
Fongicide	kg	0,25	50 000,00	12 500,00
Insecticide	litre	0,15	60 000,00	9 000,00
Total				61 500,00

c) Les mains d'œuvres :

Les mains d'œuvres occupent toutes les activités pendant les étapes de la culture, en partant de la préparation du sol jusqu'à la récolte. Pour cela, le seul qui varie est le nombre des mains d'œuvres nécessaires pour chaque étape de travail. Le tableau suivant montre les mains d'œuvres nécessaires pour chaque étape avec les coûts par hectare :

Tableau 42 : Dépenses en mains d'œuvres avec coût par hectare

Désignation	Unités	Quantités/ha	PU	Coûts/ha (ar)
Pépinière	hj	20,00	4 000,00	80 000,00
Préparation du sol et labour	hj	70,00	4 000,00	280 000,00
Epandage fumier	hj	50,00	4 000,00	200 000,00
Repiquage	hj	75,00	4 000,00	300 000,00
Entretien et sarclage	hj	100,00	4 000,00	400 000,00
Récolte et post recolte	hj	80,00	4 000,00	320 000,00
Total				1 580 000,00

d) Frais d'entretien :

Pour assurer la pérennité de l'exploitation du périmètre, l'entretien courant du barrage et du réseau d'irrigation tout entier sont nécessaires. Pour que l'entretien du barrage soit assuré, il suffit de prévoir chaque année un coût d'entretien 10% du coût d'investissement du barrage et pour le réseau d'irrigation 10% du coût d'investissements des infrastructures en génie civil. Le coût d'entretien annuel sera estimé à environ 8 400 000 ar.

VIII-2-3) Recettes d'exploitations :

Les recettes d'exploitations sont estimées à partir du prix du paddy produit par les doubles saisons « Vary aloha » et « Vary afara ». Elles dépendent principalement du rendement, de la surface cultivable et le pourcentage de la production destinée à la vente. Selon l'enquête menée sur terrain, le prix de paddy est de l'ordre de 660 000 Ar/tonne.

VIII-2-4) Valeur actuelle nette (VAN) :

C'est la différence entre la somme des cash-flows actualisés d'un investissement et le montant de l'investissement. Elle montrera de combien augmentera la valeur de l'entreprise lorsque l'investissement est entrepris.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$VAN = -I_0 + \sum_{k=1}^n CF_k (1 + i)^{-k}$$

Avec :

VAN : valeur actuelle nette ;

I_0 : Coût d'investissement initial ;

CF_k : Cash-flows pour l'année k ;

i : Taux d'actualisation ;

n : nombre d'année de l'analyse du projet.

Comme la VAN exprime les bénéfices, on peut en déduire que l'investissement est acceptable lorsque la valeur actuelle nette est supérieure ou égale à zéro, par contre on écarte l'investissement lorsqu'on trouve une valeur actuelle nette négative.

Après avoir fait le calcul de la VAN, on a trouvé une valeur positive, on peut dire que le projet est acceptable comme rentable.

VIII-2-5) Taux de rentabilité interne (TRI) :

Le taux de rentabilité interne est le taux pour lequel il y a équivalence entre le capital initial investi et l'ensemble des cash-flows. Autrement dit, le TRI est la valeur du taux d'actualisation qui annule la valeur actuelle nette (VAN).

Pour avoir la valeur du TRI, il faudrait résoudre l'équation suivante :

$$VAN(TRI) = 0 \text{ Ou } I_0 = \sum_{k=1}^n CF_k (1 + TRI)^{-k}$$

Dans lesquelles :

VAN : valeur actuelle nette ;

I_0 : Coût d'investissement initial ;

CF_k : Cash-flows pour l'année k ;

i : Taux d'actualisation ;

n : nombre d'année de l'analyse du projet.

En faisant le calcul, on a trouvé $TRI = 40,20\%$ et en comparant aux taux d'inflation de l'économie de 10% , on peut dire que notre projet est rentable.

Le tableau suivant résume les étapes à suivre pour calcul de la VAN et du TRI, ainsi que les résultats obtenus :

Tableau 43 : Calcul du TRI

A-RECETTES PRODUCTION DE	Année 0	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5	Année 6	Année 7	Année 8	Année 9	Année 10
Superficie cultivée [ha]		253	365	365	365	365	365	365	365	365	365
Rendement annuel [t/ha]		6	6	6	6	6	8	8	8	8	8
Productions vendues[t]		911	1 314	1 314	1 314	1 314	1 752	1 752	1 752	1 752	1 752
Prix du paddy		660	660	660	660	660	660	660	660	660	660
Recette annuel (Ar)	0,00	601 128 000	867 240 000	867 240 000	867 240 000	867 240 000	1 156 320 000	1 156 320 000	1 156 320 000	1 156 320 000	1 156 320 000

B-DEPENSES ET CHARGES	Année 0	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5	Année 6	Année 7	Année 8	Année 9	Année 10
Investissement(Ar)	1 204 653 433										
Intrants (Ar)		22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500
Main d'œuvre (Ar)		158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000
Amortissement infrastructure(Ar)		120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343
Amortissement matériels(Ar)		11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500
Entretien des infrastructures		8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574
Total DEPENSES	1 204 653 433	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917

C-CASH-FLOW											
Résultat avant impôt	-1 204 653 433	279 632 083	545 744 083	545 744 083	545 744 083	545 744 083	834 824 083	834 824 083	834 824 083	834 824 083	834 824 083
Impôt annuel(Ristourne)		7 514 100	10 840 500	10 840 500	10 840 500	10 840 500	14 454 000	14 454 000	14 454 000	14 454 000	14 454 000
Résultat net	-1 204 653 433	272 117 983	534 903 583	534 903 583	534 903 583	534 903 583	820 370 083	820 370 083	820 370 083	820 370 083	820 370 083
Cash-Flow		403 958 826	666 744 426	666 744 426	666 744 426	666 744 426	952 210 926	952 210 926	952 210 926	952 210 926	952 210 926

Les indicateurs de rentabilité sont :

- VAN (Ar) = 1 521 425 143 Ar
- TRI (%) = 40,20 %

CONCLUSION :

Ce mémoire de fin d'études intitulé « étude de réhabilitation, selon NIHYCRI, des infrastructures hydro agricoles du périmètre de Soavina rive droite » est une contribution à la lutte contre la pauvreté et l'insuffisance alimentaire qui ont touché la majorité des populations Malagasy vivants dans les milieux ruraux.

Le périmètre irrigué de Soavina RD qui a une superficie de l'ordre de 365 ha, subit actuellement des problèmes du point de vue irrigation et inondations à cause du mal fonctionnement du réseau d'irrigation et la destruction totale de la digue de protection. En effet, quelques parties des infrastructures existantes ne fonctionnent plus et quelques hectares du périmètre sont inondées, si le projet de réhabilitation n'est pas lié le réseau hydro agricole entière ne fonctionne plus.

Face à cette situation, le projet PURSAPS vise à réhabiliter le périmètre Soavina RD afin d'avoir une augmentation du rendement agricole et une production agricole durable et sécurisée. L'étude de réhabilitation, nous permet de ressortir les propositions d'aménagements suivantes :

- Elargissement du corps de l'ouvrage d'alimentation pour avoir leur stabilité par rapport aux crues de sureté (barrage de dérivation sur seuil rocheux)
- Construction de l'avant canal sur une longueur de 5,00 ml et mise en place d'un mur de protection au PM 0,00
- Construction du canal bétonné du PM 266 au PM 300,00
- Construction de l'ouvrage de protection en gabion du PM 264,00 au PM 300,00
- Reprofilage du canal principal
- Construction de la digue de protection avec ouvrage à clapet anti-retour

La réhabilitation du périmètre Soavina RD apportera des impacts positifs et ne constitue pas une entrave sur le plan environnemental, d'ailleurs, des mesures seront prises pour atténuer ou compenser les impacts négatifs.

L'étude économique et financière du projet a permis d'estimer le coût de la réalisation des travaux à une somme totale de **1 204 653 433** Ariary TTC (un milliard deux cent quatre million six cent cinquante-trois mille quatre cent trente-trois Ariary TTC) avec un TRI de 40,20% et une VAN de 1 521 425 143 Ariary. En faisant la comparaison du TRI avec le taux directeur pratiqué actuellement par la banque centrale, le projet est économiquement et financièrement rentable.

En bref, l'application de la norme NIHYCRI dans ce projet est jugé fiable non seulement sur le plan technique mais aussi sur le plan environnemental et économique. Ce qui permet de dire que l'exploitation d'un périmètre irrigué aménagé par les infrastructures hydro agricoles selon la norme NIHYCRI constituera un élément clé pour le développement.

BIBLIOGRAPHIE :

Ouvrage :

- CEMAGREF, Etude et construction des petits barrages en terre, Ministère de l'agriculture et de la forêt.
- CHAPERON P., DANLOUX J. et FERRY L., 1993. Fleuves et Rivières de Madagascar. Edition IRD-CNRE-DMH, 854 pages.
- CHRISTOPHE A., 18 juin 2013. Hydraulique à surface libre. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 152 pages.
- DEGOUTTE G., Aide-mémoire d'Hydraulique à surface libre. 1^{ère} Edition, 32 pages.
- DURET L., 1976. Estimations des débits de crue à Madagascar. Fonds d'aide de la République Française, 134 pages.
- Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural, 1974. Technique des barrages en aménagement rural, Edition Ministère de l'agriculture Française.
- Ingénieur- Conseil ESSEN Allemagne, janvier 1985. OPERATION MICRO HYDDRAULIQUE (O.MHL), MEMENTO MICRO HYDRAULIQUE, AGPR .UNR. HYDROTECHNIK GMBH, 57 pages.
- LENCASTRE A., 1986. Manuel d'hydraulique Générale. Eyrolles, 411 pages.
- NIHYCRI (Normes Malgaches de Construction des Infrastructures Hydro agricoles contre les Crues et les Inondations). CPGU (Cellule de Prévention et Gestion des Urgences) ; PUIPIRV (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).
- RASOLOFONIAINA J.D., 2003. Formation dans le Domaine de Technique en matière de micro périmètre irrigué (MPI). Fonds d'intervention pour le développement, 42 pages.

Cours :

- RAKOTONDRAINIBE J., Cours de ressource en eau 5^e A Hydraulique, 2014-2015.
- RAMANANTSOA B., Cours de Barrage de dérivation 4^eA Hydraulique, 2013-2014 ; Cours d'Aménagement hydro agricole 5^eA Hydraulique, 2014-2015 ; Polycopies Barrages à structures souples.
- RANDRIAMAHERISOA A., Cours d'Hydrologie Générale 3^eA Hydraulique, 2012-2013 ; Cours d'Hydrologie Appliquée 4^eA Hydraulique, 2013-2014 ; Cours d'E.I.E 5^eA Hydraulique, 2014-2015.
- RANDRIAMANANJARA D., Cours de Gestion de Projet 5^eA Hydraulique, 2014-2015.
- RANDRIANARIVONY C., Cours d'Hydraulique à surface libre 3^eA Hydraulique, 2012-2013.

Webographie :

- <http://www.gabions.fr>
- <http://www.banque-centrale.mg/taux-d'intérêts-bancaire>
- <http://www.cours-génie-civil.com>

ANNEXES :

ANNEXE 1 : PRESENTATION DE LA NIHYCRI ET PRESCRIPTIONS, EXIGENCES NIHYCRI :

1-1) Généralité sur l'Inondation :

Chaque cours d'eau, du plus petit torrent aux grandes rivières, collecte l'eau d'un territoire plus ou moins grand, appelé son bassin versant. Lorsque des pluies durables et/ou abondantes surviennent dans une période pluvieuse, le débit d'un cours d'eau augmente et peut entraîner le débordement des eaux. Les débordements des eaux peuvent être naissances à la destruction des infrastructures sur le cours d'eau même dans tout le périmètre.

En d'autres termes, la masse d'eau tombée et recueillie au niveau du bassin versant s'écoule à travers les cours d'eau pour être acheminée vers la section de contrôle appelé exutoire. Au fur et à mesure que la section de contrôle n'arrive plus à évacuer la quantité de l'écoulement en amont, le niveau d'eau augmente sans cesse et le déversement va s'effectuer vers le lit majeur du cours d'eau. Ainsi, à ce stade, l'inondation de la zone environnante se manifeste.

1-2) Contexte général de l'établissement des normes NIHYCRI :

Dans le cadre de la mise en œuvre du « Projet d'Urgence pour la Préservation des Infrastructures et la Réduction de la Vulnérabilité » PUPIRV, sous composante A3 exécutée par la Cellule de Prévention et Gestion des Urgences (CPGU), financé par la Banque Mondiale BM, la CPGU met en œuvre la vulgarisation et la sensibilisation de l'application des règles de construction des infrastructures hydro agricoles à Madagascar ou Normes de construction des infrastructures hydro agricoles contre les Crues et les Inondations à Madagascar (NIHYCRI).

Afin de se prémunir contre les dommages causés par les crues et les inondations sur les infrastructures hydro agricoles, le Gouvernement Malagasy a adopté le décret N° 2013-70 du 05 février 2013 portant l'application des Normes de Construction des Infrastructures Hydro agricoles contre les Crues et les Inondations à Madagascar (NIHYCRI).

Les normes NIHYCRI ont été créées pour deux choses principales qui sont : ne pas jeter l'argent du contribuable par les fenêtres et éviter la destruction précoce des ouvrages. Du fait de sa position géographique, Madagascar est vulnérable car il est exposé aux chocs cycloniques : 3 à 4 cyclones sur 12 par an touchent la Grande Ile. A la sortie de catastrophes naturelles comme le cyclone, le coût de travaux de réhabilitation est très élevé.

Par conséquent, le but de la mise en œuvre de ce présent Norme étant de donner à tous les acteurs, (décideurs, gestionnaires, concepteurs et réalisateurs), des Normes Spécifiques, par zone et par type d'ouvrage, qui devront être appliquées pour le choix et le dimensionnement des ouvrages, afin d'en assurer la durée de vie et la résistance aux cyclones, aux inondations et aux crues et en tenant compte le changement climatique qui en train de se produire.

1-3) Généralités sur les Normes NIHYCRI : Normes Malgaches de construction des Infrastructures Hydro agricoles contre les Crues et les Inondations :

1-3-1) Objectif des NIHYCRI :

Les présentes normes sont pour objectif principal d'augmenter la sécurité des infrastructures hydro agricoles de façon à protéger les personnes et ses biens contre les risques provoqués par la présence de ses infrastructures, d'atténuer et/ou supprimer les impacts socio-

économiques des crues et inondations sur les périmètres agricoles irrigués, et d'avoir plus de sécurité sur les investissements réalisés dans le domaine d'aménagement hydro agricole.

1-3-2) Domaine d'application :

NIHYCRI s'applique :

- ✓ à toute nouvelle construction ou des nouveaux aménagements hydro agricoles ;
- ✓ à toute la réhabilitation visant la reconstruction des infrastructures clés sur des réseaux hydro agricoles existants ;
- ✓ à toute la réhabilitation intégrant le volet remise en conformité par rapport aux normes.

Plus précisément, NIHYCRI s'applique à toutes les infrastructures destinées à l'irrigation, au drainage et à la protection des périmètres irrigués susceptibles d'être touchées par la problématique des crues, inondations et ensablement.

D'une autre façon, NIHYCRI, donne aussi des prescriptions et exigences purement technique en matière de conception, de dimensionnement, de construction et la maîtrise d'œuvre des projets d'aménagement hydro agricole.

1-4) classification des infrastructures hydro agricoles :

La classification des infrastructures hydro agricoles est, selon un premier niveau de classement, en fonction de leur importance du point de vue socio-économique, qui dépend de la superficie totale des périmètres de culture que le réseau domine.

On va montrer dans le tableau suivant le classement des infrastructures :

Classes	Caractéristiques
Classe I	Superficie supérieure à 3 000 Ha
Classe II	Superficie comprise entre 1 000 et 3 000 Ha
Classe III	Superficie comprise entre 200 et 1 000 Ha
Classe IV	Superficie comprise entre 75 et 200 Ha
Classe V	Superficie inférieure à 75 Ha

D'après ce tableau, on peut en déduire que notre étude est dans la Classe III.

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. Par suite, 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 vie humaines sur la zone d'influence directe.

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

1-5) Crue de dimensionnement :

Pour la définition de crue de dimensionnement, NIHYCRI exige les périodes de retour à considérer dans le calcul des crues de projet et de sureté pour différents classes de périmètre.

1-5-1) Crues de projet :

Les crues de projet sont les valeurs du débit des crues de pointe utilisées pour le dimensionnement des infrastructures d'alimentation (barrage, 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.



1-5-2) Crues de sureté :

Les crues de sureté sont les valeurs de 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.

On va montrer dans le tableau suivant les crues de projet et de sureté pour chaque classe de périmètre :

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

Comme notre projet est de classe III, on a alors :

-  Crue de projet : 50 ans
-  Crue de sureté : 225 ans

1-5-3) Prescriptions et exigences en matière de procédure de calcul des crues :

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 sureté sont utilisées.

Ainsi, dans tout calcul de calage hydraulique et dimensionnement par rapport à la stabilité des infrastructures, les crues de sureté 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 de 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 les ouvrages de franchissement des eaux sauvages. Le calcul de drainage ne mettant pas en jeu l'intégrité des infrastructures est réalisée avec les crues décennales ou les crues de projet.

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

Classes	BV jaugées	BV non jaugées
Sous-classe M	Déterministe : Modélisation	
Classe I	Statistique	Déterministe : Modélisation
Classe II	Statistique	Empirique
Classe III	Statistique	Empirique
Classe IV	Statistique	Empirique
Classe V	statistique	Empirique

Tout le calcul empirique et la modélisation sont à compléter par l'analyse de l'historique sur les Plans des Hautes Eaux Exceptionnelles connues.

ANNEXE 2 : ETUDE PLUVIOMETRIQUE :

2-1) PRESENTATION DES DONNEES :

Les données disponibles pour la réalisation de cette étude sont données dans les tableaux suivants :

Données climatiques de la zone d'étude :

- Station : Ambatofinandrahana
- Longitude : 46,55° Est
- Latitude : 20,38° Sud
- Altitude : 1 450 m

Mois	T°max	T°min	Humidité	Vent	Insolation
	°C	°C	%	Km/j	Heures
Jan	26,6	15,1	72	193	6,2
Fév.	27,0	14,6	76	194	6,1
Mar	27,4	12,7	74	183	5,5
Avr.	28,0	11,6	74	203	6,0
Mai	26,5	12,2	70	140	6,0
Juin	25,2	9,2	67	143	5,6
Juillet	25,2	9,5	67	161	5,3
Aout	26,3	10,6	67	196	6,2
Sept	29,0	12,8	62	208	7,4
Oct.	29,9	13,6	55	217	7,4
Nov.	28,8	13,7	63	204	7,1
Déc.	27,7	15,6	72	184	6,2

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

Pluviométries moyennes mensuelles :

Année	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Annuelle
1971	576,2	187,7	117,8	0,0	20,3	0,1	0,0	0,0	6,8	146,3	188,6	0,0	1243,8
1972	256,4	183,9	192,3	81,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	113,0	98,2	273,2	1198,1
1973	334,4	223,6	139,9	170,3	0,0	3,1	21,0	7,5	2,0	14,2	380,1	0,0	1296,1
1974	122,4	142,4	168,3	0,0	24,2	57,2	0,0	1,4	2,6	117,9	101,2	36,3	773,9
1975	162,2	386,4	325,7	109,1	38,5	1,0	5,8	0,0	0,0	139,3	92,3	251,3	1511,6
1976	206,0	326,3	216,8	48,9	33,5	20,0	6,8	33,8	12,5	185,8	25,5	289,6	1405,5
1977	207,3	793,7	191,1	0,0	36,4	0,0	0,0	0,0	35,7	0,0	208,3	0,0	1472,5
1978	242,9	0,0	69,6	0,0	0,0	13,8	15,3	0,0	25,2	39,5	71,3	196,5	674,1
1979	196,5	155,9	189,1	79,7	29,6	0,0	51,3	24,3	85,5	24,6	179,1	0,0	1015,6
1980	253,1	75,3	57,9	55,0	20,0	0,0	1,7	0,0	6,0	51,3	69,2	0,0	589,5
1983	162,5	386,4	307,8	0,0	0,0	17,5	0,0	0,0	7,0	46,5	54,1	422,5	1404,3
1983	498,9	0,0	360,4	91,0	24,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	974,9
1989	349,9	359,5	78,9	50,0	59,5	29,4	0,0	0,0	59,8	286,4	0,0	364,5	1637,9
1990	301,6	176,3	14,5	170,1	0,0	0,0	0,0	21,8	17,6	4,1	79,8	203,5	989,3
1991	150,9	194,5	193,9	68,6	19,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	627,4
1992	637,1	106,5	163,8	21,1	0,0	0,0	0,0	2,0	0,0	57,7	265,4	102,4	1356,0
1993	356,5	476,2	252,8	76,4	11,8	6,5	15,8	0,0	10,0	79,7	3,4	257,6	1546,7
1994	394,4	431,1	156,9	87,6	26,9	0,0	0,0	0,0	0,0	93,5	66,5	130,8	1387,7
1995	416,3	223,5	62,2	104,6	36,5	8,8	0,0	4,2	0,0	13,4	117,6	344,3	1331,4
1996	394,1	46,6	193,3	10,6	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,9	105,1	237,8	1014,4
1997	271,4	223,0	102,3	39,0	11,3	0,0	0,0	0,0	15,9	62,9	60,3	163,4	949,5
1998	312,2	304,0	60,2	15,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	42,0	97,3	307,7	1139,0
1999	258,6	118,1	36,8	2,9	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	6,0	9,2	42,6	475,5
2000	267,7	140,6	99,8	12,3	0,0	0,0	4,1	0,0	0,0	70,8	325,5	308,8	1229,6
2001	520,8	265,8	146,8	27,2	0,0	0,0	0,0	15,5	0,0	30,8	68,9	277,3	1353,1
2002	149,1	254,1	235,3	22,0	15,9	0,0	10,6	0,0	1,0	17,7	76,0	218,8	1000,5

2003	501,0	97,5	238,4	20,0	10,6	0,0	0,0	0,0	0,0	58,4	71,0	371,6	1368,5
2004	393,0	212,8	272,9	42,9	0,0	0,0	0,0	6,3	0,0	64,9	148,8	414,3	1555,9
2005	144,9	156,0	60,5	55,7	23,0	0,0	22,3	0,0	17,9	0,0	105,9	300,9	887,1
2006	161,7	124,7	148,4	43,7	3,4	0,0	0,0	0,0	2,1	2,7	46,1	203,7	736,5
2007	515,2	281,2	50,0	54,6	11,3	0,0	0,0	0,0	0,0	25,4	137,5	188,5	1263,7
2008	223,6	217,6	76,0	27,4	7,5	0,0	0,0	0,0	0,0	124,2	102,1	110,4	888,8
2009	309,3	121,1	111,8	48,3	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	98,5	56,6	207,7	956,1
2010	279,9	137,4	160,6	5,6	8,0	0,0	0,0	0,0	0,0	49,7	158,7	280,0	1079,9
2011	270,3	246,2	286,9	71,5	9,0	0,0	0,0	0,0	0,0	44,7	105,2	101,7	1135,5
2012	320,8	187,5	195,5	81,9	3,7	0,0	0,0	0,0	0,0	93,5	124,9	227,1	1234,9
2013	220,7	240,6	171,1	13,8	2,3	0,0	0,0	0,0	0,0	50,1	115,4	190,3	1004,3
2014	450,8	210,5	93,4	24,2	3,9	0,0	11,8	0,0	1,5	23,4	76,2	277,0	1172,7
2015	375,1	347,1	199,0	23,0	3,9	0,0	0,0	0,0	0,9	51,3	46,0	104,2	1150,5

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

Pluviométrie Maximale journalière :

Année	Pmax 24h	Année	Pmax 24h	Année	Pmax 24h	Année	Pmax 24h	Année	Pmax 24h
1971	104,1	1980	63,1	1994	90,5	2002	30,8	2010	30,6
1972	109	1983	103,7	1995	98,0	2003	38,9	2011	26,6
1973	65,8	1984	89,6	1996	40,0	2004	46,7	2012	38,9
1974	85,5	1989	46,5	1997	30,2	2005	23,8	2013	30,8
1975	103,7	1990	75,5	1998	38,1	2006	40,2	2014	43,1
1976	80,2	1991	48,3	1999	38,0	2007	45,7	2015	46,3
1978	62,2	1992	113,6	2000	39,7	2008	46,1		
1979	66,4	1993	80,9	2001	45,1	2009	42,3		

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

2-2) TRAITEMENT DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES :

Pluviométrie moyenne mensuelle et interannuelle :

La pluviométrie moyenne mensuelle ou annuelle de différente fréquence est basée sur l'ajustement statistique selon la loi Normale de Gauss. La loi de Gauss ou Loi normale est définie par la fonction de répartition suivante :

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

Où :

u : variable réduite de Gauss et défini comme suit :

$$u_F = \frac{P_F - P_{\text{moy}}}{\sigma}$$

P_F : Pluviométrie fréquentielle de fréquence F ;

P_{moy} : Pluviométrie moyenne annuelle ;

σ : Ecart-type.

On en déduit : $P_F = P_{\text{moy}} + \sigma \times u_F$

✓ **Pluviométrie moyenne mensuelle ou annuelle :**

La pluviométrie moyenne mensuelle ou annuelle est obtenue par la relation suivante :

$$P_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_i}{N}$$

Avec : P_{moy} : Pluviométrie moyenne mensuelle ou annuelle ;

P_i : Pluviométrie mensuelle ou annuelle ;

N : Nombre d'année d'observations = 38 ans.

✓ **Ecart-type :**

L'écart-type est donné par :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_i - P_{\text{moy}})^2}{N - 1}}$$

Où : σ : l'écart-type ;

P_i : Pluviométrie mensuelle ou annuelle ;

P_{moy} : Pluviométrie moyenne mensuelle ou annuelle ;

N : Nombre d'années d'observations.

La variable réduite de Gauss en fonction du période de retour est donnée dans le tableau suivant :

	Années sèches		Médiane	Années humides	
T (ans)	10	5	2	5	10
F	0,9	0,8	0,5	0,8	0,9
u _F	-1,28	-0,84	0	0,84	1,28

La pluviométrie mensuelle de différente fréquence sèche ou humide est obtenue par la formule suivante :

$$P_{mF} = P_F \times \% \frac{P_{\text{moy mens}}}{P_{\text{moy a}}}$$

Où : P_{mF} : Pluviométrie mensuelle de fréquence F ;

P_F : Pluviométrie annuelle de fréquence F ;

P_{moy mens} : Pluviométrie moyenne mensuelle ;

P_{moy a} : Pluviométrie moyenne annuelle.

Les pluviométries mensuelles moyennes ou annuelles des différentes fréquences sont données dans le tableau suivant :

Pmoy(mm)	311,9	224,7	158,9	47,6	12,9	4,0	4,3	3,0	7,9	60,4	103,5	189,9	1129,0
%	27,6%	19,9%	14,1%	4,2%	1,1%	0,4%	0,4%	0,3%	0,7%	5,3%	9,2%	16,8%	100,0%
σ (mm)													286,8
P5S (mm)	245,4	176,7	125,0	37,4	10,1	3,2	3,4	2,4	6,3	47,5	81,4	149,4	888,1
P10S(mm)	210,5	151,6	107,3	32,1	8,7	2,7	2,9	2,0	5,4	40,8	69,9	128,2	761,9
P5h (mm)	378,5	272,6	192,9	57,7	15,6	4,9	5,2	3,6	9,6	73,3	125,6	230,4	1370,0
P10h(mm)	413,4	297,7	210,6	63,1	17,0	5,3	5,7	4,0	10,5	80,0	137,2	251,7	1496,2

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

Pluviométrie maximale de 24 h de différente fréquence :

Les pluies maximales journalières de différentes fréquences seront obtenues par ajustement statistique selon la loi de distribution classique de GUMBEL. La loi de GUMBEL est définie par la fonction de répartition suivante :

$$F(u) = \exp(-\exp(-u)) \text{ Où } u_F = -\ln(-\ln(F))$$

La variable réduite u_F de la loi de GUMBEL pour une fréquence donnée F est définie par :

$$u_F = \alpha(P_{\text{max}}(24h, F) - P_0)$$

Où α et P₀ sont des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL et sont définies par les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{1}{a_G} \text{ où } a_G = \frac{\sigma}{1,28}$$

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

Où : a_G : Gradex, σ : l'écart-type

On peut en déduire que la pluie maximale journalière de différente fréquence est :

$$P_{\max}(24h, F) = P_0 + a_G \times u_F$$

$P_{\max}(24h, F)$: Pluie maximale de 24 h de fréquence F ;

P_{moy} : Pluie maximale de 24 h moyenne.

La variable réduite de GUMBEL, avec la période de retour est donnée dans le tableau suivant :

T (ans)	10	25	50	100	225
F = 1-1/T	0,90	0,96	0,98	0,99	0,9956
u_F	2,25	3,20	3,90	4,60	5,41

Les pluies maximales de 24 h de différentes fréquences avec les paramètres d'ajustement sont présentées dans le tableau suivant :

Moyenne (mm)	59,2
Ecart-type (mm)	27,0
a_G	21,1
P₀ (mm)	47,0
P_{10h} (mm)	94,5
P_{25h} (mm)	114,4
P_{50h} (mm)	129,3
P_{100h} (mm)	144,0
P_{225h} (mm)	161,1

ANNEXE 3 : BASSIN VERSANT

1) BASSIN VERSANT DU BARRAGE SOAVINA :

1-1) Surface et Périmètre du BV :

La superficie et le périmètre du BV obtenues en utilisant les logiciels Google Earth et Global Mapper sont données en-dessous :

- Superficie : 288 km²
- Périmètre : 86 km.

1-2) Caractéristique de forme du BV : Indice de compacité de GRAVELIUS

Il se définit comme le rapport du périmètre du BV au périmètre du cercle ayant même surface que celui-ci.

$$K = \frac{P}{2 \times \sqrt{\pi \times S}} \approx 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$\text{Soit : } K = 0,28 \times \frac{86}{\sqrt{288}} = 1,42$$

D'où : le bassin versant a une forme allongée.

1-3) Longueur du plus long cheminement hydraulique : (Rectangle équivalent)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{K}{1,12} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

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

Avec : L : longueur du rectangle équivalent ou longueur du plus long cheminement hydraulique en km ;

K : Indice de compacité de GRAVELIUS ;

l : largeur du rectangle équivalent en km ;

S : Superficie du bassin versant en km² ;

P : Périmètre du bassin versant en km.

$$\text{D'où : } L = \frac{1,42}{1,12} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,42} \right)^2} \right] = 35 \text{ km et } l = \frac{86}{2} - 35 = 8 \text{ km}$$

1-4) Pente moyenne du BV :

La pente moyenne du BV est :

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

Où :

I : Pente moyenne du BV (m/km) ;

Z_{max} : Altitude maximale du BV (m) ;

Z_{min} : Altitude minimale qui est la côte au niveau de l'emplacement du barrage (m) ;

L : longueur du plus long cheminement hydraulique (km).

$$\text{AN : } I = 0,95 \times \frac{(1852,0 - 1077,0)}{35} = 21,2 \text{ m/km}$$

1-5) Temps de concentration :

Pour notre étude, on utilise la formule de Passini pour déterminer le temps de concentration et donné par la relation suivante :

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}} \text{ (h)}$$

Dans lesquelles :

T_c : Temps de concentration en heure

S : Superficie du bassin versant en km²

L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en km

I : Pente moyenne du bassin versant en m/m

$$AN : T_c = 0,108 \times \frac{\sqrt[3]{288 \times 35}}{\sqrt{0,021}} = 15,97 \text{ h}$$

Les caractéristiques du BV du barrage Soavina sont résumées dans le tableau suivant :

Exutoire	S(km ²)	P(km)	K	L(km)	Zmax(m)	Zmin(m)	Zm(mm)	I(m/km)	Tc(h)
B.Soavina	288	86	1,42	35	1 852,0	1 077,0	1 464,5	21,2	15,97

2) BASSIN VERSANT DU DRAIN AU NIVEAU DE LA DIGUE DE PROTECTION :

Exutoire	S (km2)	P (km)	L(km)	Zmax(m)	Zmin(m)	Zmoy(m)	I (m/km)	Tc(h)
DALOT CIRCULAIRE	10,986	19,605	8,51	1155,0	1052,0	1103,5	11,50	4,57

ANNEXE 4 : ESTIMATION DES APPORTS

Il existe deux méthodes :

- Méthode C.T.G.R.E.F.
- Méthode de station de référence (S.R.F)

1) Valeur du coefficient régional B dans la formule de C.T.G.R.E.F :

Rivière	B
Ikopa à Bevomanga	49
Ikopa au Bac de Fiadanana	51
Andromba à Tsinjony	50
Tafaina	47
Ikopa à Antsatrana	47
Betsiboka à Ambodiroka	46
Mangoro à Mangoro	47
Mania à Fasimena	45
Vohitra à Rogez	42
Namorona à Vohiparara	63
Mananantanana	50
Zomanadao à Ankaramena	49
Ihosa à Ihosa	47
Mahatsiatra à Malakialina	46
Mangoky à Banian	49
Mandrare à Amboasary	47
Mananara à Bevia	54
Sambirano à Ambanja	36
Petits bassins ANKABOKA	35

Source : Formation dans le domaine technique en matière de MPI

2) Coefficient de répartition mensuel R défini par ALDEGHERI :

R	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9
R2	17,9	18,2	20,5	8,8	4,8	3,7	3,1	2,8	2,2	2	4,4	11,6
R3	13,4	14,8	15,8	9,9	6,9	5,7	5,8	6	4,4	3,6	4,5	9,2
R4	23,8	19	17,2	6,8	3,8	2,7	2,4	2,1	1,6	1,5	3,3	15,8

Source : Formation dans le domaine technique en matière de MPI

R1 : Bassins Versants des hautes terres centrales

R2 : Grands Bassins Versants de 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.

3) Méthode C.T.G.R.E.F :

➤ Apports annuels :

L'expression des apports s'écrit alors :

$$Q_{a \text{ ou } F} (\text{l/s}) = \frac{S}{31,5} \times H \text{ tel que } H = \left[\frac{Pa(\text{moy ou } F)}{B} \right]^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Z_{\text{moy}}}{100} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

$Q_{a \text{ ou } F} (\text{l/s})$: Apports annuel moyen ou fréquentiel de fréquence F en l/s ;

S : Superficie du bassin versant en km²

H : Lane d'eau écoulé en mm

Pa (moy ou F) : Pluies moyenne annuelle ou fréquentielle de fréquence F en mm

B : Paramètre régionalisé (Mania à Fasimena B = 45)

Zmoy : altitude moyenne du bassin versant en m.

Période de retour (ans)	Médiane	Années Sèches	
	2	5	10
H (mm)	526,1	352,6	273,1
$Q_{a \text{ ou } F} (\text{l/s})$	4 809,9	3 224,0	2 497,2
$Q_{a \text{ ou } F} (\text{m}^3/\text{s})$	4,810	3,224	2,497

➤ Apports moyens mensuels :

Les apports mensuels sont obtenus grâce à la relation suivante :

$$Q_{mF} = \frac{12 \times Q_{a \text{ ou } F} \times R1}{100}$$

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9
Q_mmoy (l/s)	9754,5	9639,0	9869,9	5598,7	3290,0	2366,5	2135,6	1962,4	1500,7	1385,2	2770,5	7445,7
Q_m5S (l/s)	6538,3	6461,0	6615,7	3752,8	2205,2	1586,2	1431,5	1315,4	1005,9	928,5	1857,0	4990,8
Q_m10S (l/s)	5064,4	5004,5	5124,3	2906,8	1708,1	1228,6	1108,8	1018,9	779,1	719,2	1438,4	3865,7

4) Méthode de station de référence (S.R.F) :

On prend comme référence la rivière Mania à la station de Fasimena :

Période (ans)	Années Sèches				Médiane	Années humides			
	50	20	10	5	2	5	10	20	50
q(l/s/km²)	12,6	14,0	15,5	17,2	21,6	27,7	31,5	35,3	40,2

Source : Fleuves et Rivières de Madagascar ; Pierre chaperon, Joël Danloux, Luc Ferry ; page 552 tableau 7.84

➤ Apports annuels :

On obtient les apports annuels en utilisation la formule suivante :

$$Q_F = q_F \times S_{BV}$$

Où Q_F étant l'apport annuel de fréquence F (l/s) ;

q_F : débit spécifique de fréquence F (l/s/km²) ;

S_{BV} : Superficie du BV de Soavina (km²).

Période (ans)	Médiane	Années Sèches	
	2	5	10
Q_F (l/s)	6 220,8	4 953,6	4 464,0
Q_F (m³/s)	6,221	4,954	4,464

➤ Apports moyens mensuels :

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9
Q_mmoy (l/s)	12615,8	12466,5	12765,1	7241,0	4255,0	3060,6	2762,0	2538,1	1940,9	1791,6	3583,2	9629,8
Q_m5S (l/s)	10045,9	9927,0	10164,8	5766,0	3388,3	2437,2	2199,4	2021,1	1545,5	1426,6	2853,3	7668,2
Q_m10S (l/s)	9053,0	8945,9	9160,1	5196,1	3053,4	2196,3	1982,0	1821,3	1392,8	1285,6	2571,3	6910,3

5) Synthèse :

En général, l'apport qui entre en jeu pour le projet d'aménagement hydro agricole est l'apport quinquennal sec. Les apports retenus sont donc les moyennes de ces deux méthodes :

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
Q_{m5S} (l/s)	8 292,1	8 194,0	8 390,2	4 759,4	2 796,7	2 011,7	1 815,4	1 668,2	1 275,7	1 177,6	2 355,2	6 329,5

ANNEXE 5 : ESTIMATION DE CRUE

5-1) METHODE DE LOUIS DURET :

Estimation des débits de crues de différentes fréquences par la méthode de Louis Duret modifiée par SOMEAH :

$$Q_F = 0,002 \times S^{0,8} \times I^{0,32} \times P_F^{1,39} \text{ pour } S > 150 \text{ km}^2$$

Dans laquelle :

Q_F : débit de crue de fréquence F [m³/s] ;

S : superficie du bassin versant [km²] ;

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

P_F : pluie maximale journalière pour une fréquence F [mm]

Exutoire	S [km ²]	I [m/km]	Q ₁₀ [m ³ /s]	Q ₂₅ [m ³ /s]	Q ₅₀ [m ³ /s]	Q ₁₀₀ [m ³ /s]	Q ₂₂₅ [m ³ /s]
B.Soavina	288	21,2	274,6	358,5	424,7	493,4	576,9

ANNEXE 6 : EVALUATION DU BESOIN EN EAU DU PERIMETRE ET ADEQUATION RESSOURCES-BESOINS

6-1) Evaluation du besoin en eau du périmètre :

- **Présentation de CROPWAT 8.0 :**

Pour notre étude, le calcul des besoins en eau s'effectue grâce à l'utilisation du logiciel dénommé CROPWAT. C'est un logiciel mis au point au sein de l'Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture (FAO) par Martin Smith pour calculer les besoins en eau propres de la riziculture.

La version du logiciel que nous utilisons est le CROPWAT 8.0.

- **Besoin en eau du riz :**

Pour cela, on considère qu'il y a étalement de repiquage de 5 semaines. Les besoins en eau d'irrigation sont déterminés par le programme du logiciel CROPWAT. Les valeurs des besoins en eau obtenues sont données en mm par décade.

Les paramètres qui entrent en jeu dans le calcul sont : la durée des phases de croissance de la plante, le coefficient cultural, le début de repiquage, l'apport pour la préparation du sol (180 mm) et le taux de percolation égale à 3,1 mm/jour, le début de repiquage.

- **Calcul de l'évapotranspiration de référence ET_0 :**

La formule utilisée pour CROPWAT est celle de PENMANN-MONTEITH pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle et exprimée par :

$$ET_0 = \frac{0,48 \Delta (R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} U_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 U_2)}$$

Dans lesquelles :

ET_0 : Evapotranspiration de référence en mm.jour⁻¹

Δ : la pente de la courbe de pression de vapeur saturante en fonction de la température ambiante en mbar. °C⁻¹

R_n : Rayonnement net à la surface de la culture en MJm⁻²jour⁻¹

G : Densité de flux de chaleur dans le sol en MJm⁻²jour⁻¹

T : Température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m en °C

γ : constante psychrométrique mbar. °C⁻¹

U_2 : Vitesse du vent à une hauteur de 2 m en m.s⁻¹

e_s : Pression de vapeur saturante en KPa

e_a : Pression de vapeur réelle en KPa

ETo Penman-Monteith par mois - D:\Mémoire hydro\Nouveau Besoin en e...

Pays Madagascar Station Ambatofinandrahana

Altitude 1450 m. Latitude 20.38 °S Longitude 46.55 °E

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures	Ray. MJ/m²/jour	ETo mm/jour
Janvier	15.1	26.6	72	193	6.2	20.4	4.48
Février	14.6	27.0	76	194	6.1	19.6	4.24
Mars	12.7	27.4	74	183	5.5	17.3	3.88
Avril	11.6	28.0	74	203	6.0	15.9	3.65
Mai	12.2	26.5	70	140	6.0	13.7	2.96
Juin	9.2	25.2	67	143	5.6	12.2	2.66
Juillet	9.5	25.2	67	161	5.3	12.3	2.76
Août	10.6	26.3	67	196	6.2	15.2	3.43
Septembre	12.8	29.0	62	208	7.4	19.2	4.58
Octobre	13.6	29.9	55	217	7.4	21.1	5.42
Novembre	13.7	28.8	63	204	7.1	21.6	5.13
Décembre	15.6	27.7	72	184	6.2	20.4	4.58
Moyenne	12.6	27.3	68	186	6.3	17.4	3.98

Source : CROPWAT

- Pluie efficace :

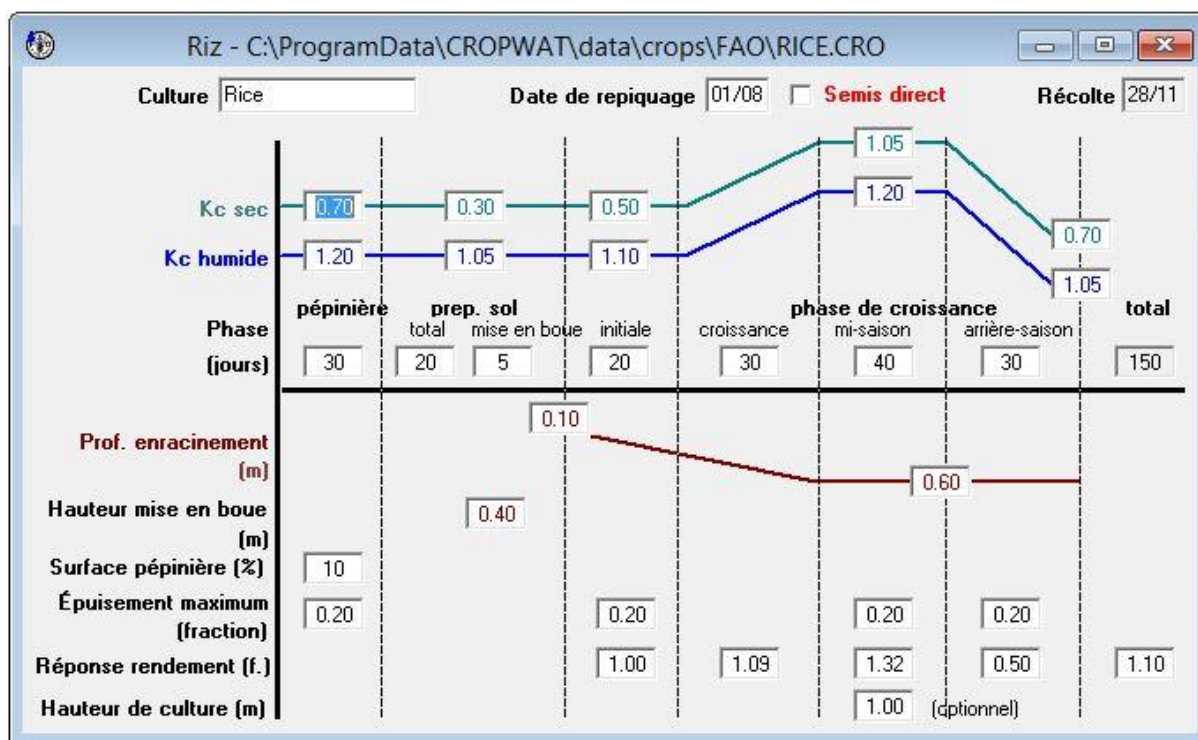
Pour notre projet, la pluie efficace est prise égale à 80% de la pluviométrie enregistrée, plus précisément 80% de la pluviométrie mensuelle de fréquence quinquennale sèche :

Précipitations par mois - D:\Mémoire hydro\Nouveau Besoin en ea...

Station Ambatofinandrahana Méthode Précipitations eff. Pourcentage fixé

	Pluie mm	Pluie eff. mm
Janvier	245.4	196.3
Février	176.7	141.4
Mars	125.0	100.0
Avril	37.4	29.9
Mai	10.1	8.1
Juin	3.2	2.6
Juillet	3.4	2.7
Août	2.4	1.9
Septembre	6.3	5.0
Octobre	47.5	38.0
Novembre	81.4	65.1
Décembre	149.4	119.5
Total	888.2	710.6

- Phase de croissance et coefficient cultural du riz :



Source : CROPWAT

- Taux d'infiltration maximum de l'eau dans le sol de culture de riz de la zone d'étude :

Sol - C:\ProgramData\CROPWAT\data\soils\RED LOAMY.SOI

Nom du sol: RED LOAMY

Données générales sur le sol

Eau disponible totale (CC - PF)	180.0	mm/mètre
Taux d'infiltration maximum de l'eau de pluie	30	mm/jour
Profondeur maximum d'enracinement	30	centimètres
Épuisement de la teneur en eau initiale (en % TAM)	50	%
Eau disponible initiale	90.0	mm/mètre

Données complémentaires sur le sol pour les calculs du riz

Ressuyage (SAT - CC)	10	%
Épuisement maximum pour détérioration de la semelle	0.40	fraction
Taux de Percolation Maximum après mise en boue	3.1	mm/jour
Disponibilité en eau à la plantation	20	mm HE
Hauteur d'eau maximum	200	mm

Mois		Juillet			Août			Septembre			Octobre			Novembre			Décembre		
Décade		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Date de repiquage : VARY ALOHA	01-août	2,1	112,0	184,2	34,7	37,3	46,4	48,9	55,6	55,7	55,2	55,3	57,4	44,7	38,3	16,5	0,0	0,0	0,0
	08-août	0,7	93,1	34,2	183,9	37,3	45,4	47,6	54,1	55,3	55,2	55,3	57,5	46,4	40,1	28,7	9,2	0,0	0,0
	15-août	0,0	1,2	105,9	183,5	36,8	45,3	46,3	52,6	53,9	55,0	55,2	57,3	46,7	41,9	30,4	19,4	9,8	0,0
	22-août	0,0	0,0	2,4	116,8	186,1	45,1	45,8	51,2	52,3	53,9	55,1	57,2	46,6	42,8	32,2	21,0	5,7	0,0
	01-sept	0,0	0,0	0,0	2,8	119,2	193,8	45,8	50,1	50,1	51,6	53,8	57,0	46,4	42,7	33,9	23,6	12,9	0,0
B irr (mm/décade)		0,6	41,3	65,3	104,3	83,3	75,2	46,9	52,7	53,5	54,2	54,9	57,3	46,2	41,2	28,3	14,6	5,7	0,0
BN = 10 × B irr (m³/ha)		5,6	412,6	653,4	1043,4	833,4	752,0	468,8	527,2	534,6	541,8	549,4	572,8	461,6	411,6	283,4	146,4	56,8	0,0
BB = BN/E (m³/ha)		9,3	687,7	1089,0	1739,0	1389,0	1253,3	781,3	878,7	891,0	903,0	915,7	954,7	769,3	686,0	472,3	244,0	94,7	0,0
dfc (l/s/ha)		0,01	0,80	1,26	2,01	1,61	1,45	0,90	1,02	1,03	1,05	1,06	1,10	0,89	0,79	0,55	0,28	0,11	0,00

dfc max = 2,01 l/s/ha

Mois		Novembre			Décembre			Janvier			Février			Mars			Avril		
Décade		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Date de repiquage : VARY AFARA	01-déc	0,0	121,4	175,8	19,3	11,6	8,4	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0	8,2	9,2	14,9	0,0	0,0	0,0
	08-déc	1,9	86,2	25,8	168,2	11,6	7,5	0,0	0,0	0,0	0,0	4,5	0,0	9,2	10,6	20,4	16,1	0,0	0,0
	15-déc	0,0	0,0	93,5	167,7	11,0	7,4	0,0	0,0	0,0	0,0	4,7	0,0	9,5	11,8	21,9	25,0	7,9	0,0
	22-déc	0,0	0,0	0,0	100,0	160,0	7,2	0,0	0,0	0,0	0,0	4,8	0,0	9,6	12,3	23,3	26,3	32,4	0,0
	01-janv	0,0	0,0	0,0	0,0	92,5	155,6	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0	9,7	12,4	24,3	28,1	34,1	31,7
B irr (mm/décade)		0,4	41,5	59,0	91,0	38,8	6,1	0,0	0,0	0,0	0,0	3,7	0,0	7,3	8,8	16,1	13,5	8,1	0,0
BN = 10 × B irr (m³/ha)		3,8	415,2	590,2	910,4	388,4	61,0	0,0	0,0	0,0	0,0	36,6	0,0	73,0	87,8	161,0	134,8	80,6	0,0
BB = BN/E (m³/ha)		6,3	692,0	983,7	1517,3	647,3	101,7	0,0	0,0	0,0	0,0	61,0	0,0	121,7	146,3	268,3	224,7	134,3	0,0
dfc (l/s/ha)		0,01	0,80	1,14	1,76	0,75	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07	0,00	0,14	0,17	0,31	0,26	0,16	0,00

dfc max = 1,76 l/s/ha

✓ Besoin en eau pour le VARY ALOHA (riz 1^{ère} saison) en [m³/ha] :

$$B_1 = \sum BB = 13\,758 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

✓ Le débit fictif continu pointe pour le Vary ALOHA (riz 1^{ère} saison) en [l/s/ha] :

$$dfc_{\max 1} = \max (dfc) = 2,01 \text{ [l/s/ha]}$$

✓ Besoin en eau pour le VARY AFARA (riz 2^{ème} saison) en [m³/ha] :

$$B_2 = \sum BB = 4\,904,7 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

✓ Le débit fictif continu pointe pour le Vary AFARA (riz 2^{ème} saison) en [l/s/ha] :

$$dfc_{\max 2} = \max (dfc) = 1,76 \text{ [l/s/ha]}$$

✓ Débit fictif continu pointe pour double culture en [l/s/ha] :

$$dfc_{\text{pointe double culture}} = \max (dfc_{\max 1} ; dfc_{\max 2}) = 2,01 \text{ [l/s/ha]}$$

✓ Besoin en eau total du périmètre en [m³/ha] :

$$B_{\text{double culture}} = B_1 + B_2 = 18\,662,7 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

✓ Besoin en eau total du périmètre en [m³] :

$$B_{\text{TOTAL}} = B_{\text{double culture}} \times S_{\text{irrigable}} = 18\,662,7 \times 365 = 6\,811\,873 \text{ [m}^3\text{]}$$

✓ Débit nominal en tête du réseau [l/s] :

$$Q_{\text{en tête du réseau}} = dfc_{\text{pointe double culture}} \times S_{\text{irrigable}} = 734 \text{ [l/s]}$$

6-2) Adéquation ressources-besoins :

L'adéquation ressource-besoin a pour objectif de vérifier si les ressources en eau disponibles suffisent à satisfaire les besoins en eau d'irrigation du périmètre. Pour assurer une bonne irrigation du périmètre, il faut que les ressources en eau mobilisables soient largement supérieures par rapport aux besoins en eau du périmètre pour maintenir un débit de réserve pour les besoins écologiques qui a pour valeur de 5 l/s.

Pour avoir mieux une adéquation ressource-besoin satisfaisante, il faut tenir compte les besoins en eau en amont du système d'alimentation (ici barrage de dérivation).

Donc, il faut tenir compte que le périmètre pratique un système de double culture, l'adéquation ressource- besoin du périmètre est définie comme suit :

- Calculer le besoin en eau du périmètre qui se trouve en amont de l'ouvrage d'alimentation (barrage de dérivation) :

$$\text{Besoin en amont du barrage} = \text{dfc} \times S_{\text{amont}}$$

- Calculer le besoin en eau de la rizière en aval du barrage pour la culture de Vary ALOHA (riz mois d'août) :

$$\text{Besoin aval riz août} = \text{dfc} \times S_{\text{irrigable riz août}}$$

- Calculer le besoin en eau de la rizière en aval du barrage pour la culture de Vary AFARA (riz mois de décembre) :

$$\text{Besoin aval riz décembre} = \text{dfc} \times S_{\text{irrigable riz décembre}}$$

- Calculer le besoin en eau total de la rizière en aval du barrage :

$$\text{Besoin total en aval} = \text{Besoin aval riz Août} + \text{Besoin aval riz décembre}$$

- Calculer le débit restant :

$$\text{Débit restant} = \text{Apport disponible} - (\text{Besoin en amont du barrage} + \text{Besoin total en aval})$$

Superficie rizière en amont (ha)		263	Superficie irrigable riz août (ha)				365	Superficie irrigable riz déc. (ha)				365						
VARY ALOHA	Jt-01	Jt-02	Jt-03	A-01	A-02	A-03	S-01	S-02	S-03	O-01	O-02	O-03	N-01	N-02	N-03	D-01	D-02	D-03
Besoins amont (l/s)	2,8	209,3	331,5	529,3	422,8	381,5	237,8	267,5	271,2	274,9	278,7	290,6	236,1	419,5	443,2	536,1	225,9	30,9
Besoins aval riz Août (l/s)	3,9	290,5	460,1	734,6	586,8	529,5	330,1	371,2	376,4	381,5	386,8	403,3	325,0	289,8	199,5	103,1	40,0	0,0
Besoins aval riz Déc. (l/s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,7	292,3	415,6	641,0	273,5	42,9
Besoins totaux (l/s)	6,8	499,8	791,5	1264,0	1009,6	911,0	567,9	638,7	647,6	656,3	665,6	693,9	563,8	1001,6	1058,3	1280,2	539,3	73,9
Apports (l/s)	1815,4	1815,4	1815,4	1668,2	1668,2	1668,2	1275,7	1275,7	1275,7	1177,6	1177,6	1177,6	2355,2	2355,2	2355,2	6329,5	6329,5	6329,5
Ecart (l/s)	1808,6	1315,6	1023,9	404,2	658,6	757,2	707,8	637,0	628,1	521,2	512,0	483,7	1791,4	1353,6	1296,9	5049,3	5790,2	6255,6

Superficie rizière en amont (ha)		263	Superficie irrigable riz août (ha)				365	Superficie irrigable riz déc. (ha)				365						
VARY AFARA	N-01	N-02	N-03	D-01	D-02	D-03	J-01	J-02	J-03	F-01	F-02	F-03	M-01	M-02	M-03	A-01	A-02	A-03
Besoins en amont (l/s)	236,1	419,5	443,2	536,1	225,9	30,9	0,0	0,0	0,0	0,0	18,6	0,0	37,0	44,5	81,7	68,4	40,9	0,0
Besoins aval riz Août (l/s)	325,0	289,8	199,5	103,1	40,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Besoins aval riz Déc. (l/s)	2,7	292,3	415,6	641,0	273,5	42,9	0,0	0,0	0,0	0,0	25,8	0,0	51,4	61,8	113,4	94,9	56,7	0,0
Besoins totaux (l/s)	563,8	1001,6	1058,3	1280,2	539,3	73,9	0,0	0,0	0,0	0,0	44,3	0,0	88,4	106,4	195,0	163,3	97,6	0,0
Apports (l/s)	2355,2	2355,2	2355,2	6329,5	6329,5	6329,5	8292,1	8292,1	8292,1	8194,0	8194,0	8194,0	8390,2	8390,2	8390,2	4759,4	4759,4	4759,4
Ecart (l/s)	1791,4	1353,6	1296,9	5049,3	5790,2	6255,6	8292,1	8292,1	8292,1	8194,0	8149,6	8194,0	8301,8	8283,9	8195,2	4596,1	4661,7	4759,4

ANNEXE 7 : CALCUL LAME D'EAU AU-DESSUS DU SEUIL ET STABILITE DU BARRAGE

Données nécessaires pour le calcul lame d'eau au-dessus du seuil et la stabilité :

- Débit : 576,9 m³/s ;
- Longueur déversant : 39,00 m ;
- Hauteur du barrage : 1,77 m ;
- Largeur crête : 0,50 m ;
- Base du barrage : 2,25 m ;
- Largeur de base de la fondation : 3,45 m ;
- Largeur radier amont : 0,60 m ;
- Largeur radier aval : 0,60 m ;
- Epaisseur radier : 0,40 m ;
- Talus paroi aval : 0,99.

7-1) Calcul lame d'eau au-dessus du seuil :

On va utiliser la formule de déversoir à seuil normal défini comme suit :

$$Q_{225} = m \times L \times \sqrt{2g} \times H_s^{\frac{3}{2}}$$

Où :

Q_{225} : débit de crue de sureté de période de retour 225 ans (m³/s)

m : coefficient du débit du seuil varie 0,385 à 0,49 selon qu'il est mal ou bien profilé, en pratique on prend m = 0,40

L : longueur déversant du seuil (m)

g : accélération de pesanteur (m/s²)

H_s : charge spécifique totale (m)

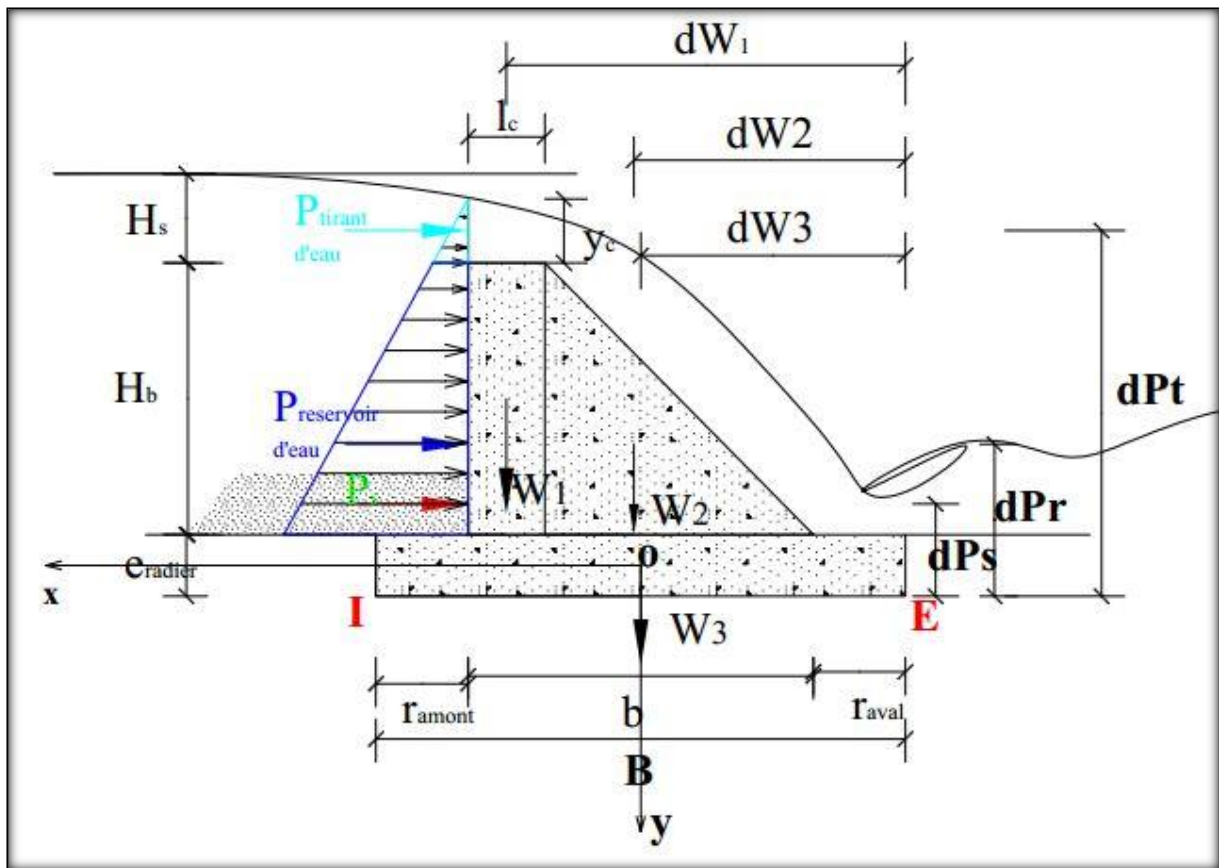
On en déduit : $H_s = \left(\frac{Q_{225}}{m \times L \times \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{576,9}{0,4 \times 39,00 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 4,12$ m et notons y_c la lame d'eau au-dessus du seuil ;

Soit $y_c = \frac{2}{3} \times H_s = \frac{2}{3} \times 4,12 = 2,74$ m

D'où $y_c = 2,74$ m.

7-2) Calcul de stabilité du barrage :

7-2-1) Schéma de calcul :



l_c : largeur du crête du barrage ;

b : largeur de la base du barrage ;

B : largeur de base de la fondation ;

r_{amont} : longueur radier amont ;

r_{aval} : longueur radier aval ;

e_{radier} : épaisseur radier ;

H_s : charge spécifique totale ;

H_b : hauteur du barrage ;

$P_{\text{tirant d'eau}}$: force de pression due à la charge du tirant d'eau ;

$P_{\text{réservoir}}$: force de pression hydrostatique du réservoir d'eau en amont ;

P_s : poussée des dépôts de sédiment ;

y_c : tirant d'eau critique ;

W_1 : poids du massif du barrage en section rectangulaire ;

W_2 : poids du massif du barrage en section triangulaire ;

W_3 : poids propre du radier ;

dPt : bras de levier de $P_{\text{tirant d'eau}}$ par rapport à E ;

dPr : bras de levier de $P_{\text{réservoir}}$ par rapport à E ;

dPs : bras de levier de P_s par rapport à E ;

dW1 : bras de levier de W1 par rapport à E ;

dW2 : bras de levier de W2 par rapport à E ;

dW3 : bras de levier de W3 par rapport à E.

7-2-2) Forces agissantes sur le barrage :

Forces de poussées :

➤ Poussée de l'eau sur le parement amont du barrage :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$P_e = P_{\text{lame d'eau}} + P_{\text{réservoir}}$$

tel que :

$$P_{\text{lame d'eau}} = \gamma_{\text{eau}} \times y_c \times H_b$$

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

Dans lesquelles :

P_e : Poussée de l'eau (Kg/ml)

$P_{\text{lame d'eau}}$: force de pression due à la charge de la lame d'eau (Kg/ml)

$P_{\text{réservoir}}$: force de pression hydrostatique du réservoir d'eau en amont (Kg/ml)

γ_{eau} : poids volumique de l'eau (Kg/m³)

y_c : tirant d'eau critique au-dessus du seuil (m)

H_b : hauteur du seuil du barrage (m)

$$P_{\text{lame d'eau}} = \gamma_{\text{eau}} \times y_c \times H_b = 1000 \times 2,74 \times 1,77 = 4\,856 \text{ kg/ml}$$

$$P_{\text{réservoir}} = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{eau}} \times H_b^2 = \frac{1}{2} \times 1000 \times 1,77^2 = 1\,566 \text{ kg/ml}$$

$$\text{On obtient : } P_e = P_{\text{lame d'eau}} + P_{\text{réservoir}} = 4\,856 + 1\,566 = 6\,422 \text{ kg/ml}$$

➤ Poussée des dépôts solides :

$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma_i \times h_s^2 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Où :

P_s : poussée des dépôts de sédiment (Kg/ml)

γ_i : poids volumique immergé (Kg/m³)

h_s : hauteur des sédiments (m)

φ : angle de frottement interne ($^\circ$)

$$\text{Soit : } P_s = \frac{1}{2} \times \gamma_i \times h_s^2 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \times 1600 \times 0,40^2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{5\pi}{36 \times 2} \right) = 52 \text{ kg/ml}$$

Poids propres du barrage et du radier:

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

Avec :

$$W_1 = \gamma_b \times l_c \times H_b$$

$$W_2 = \gamma_b \times \frac{H_b(b - l_c)}{2}$$

$$W_3 = \gamma_b \times B \times e_{\text{radier}}$$

Dans lesquelles :

W_1 : poids du massif du barrage en section rectangulaire (Kg/ml)

γ_b : poids volumique du béton (kg/m^3)

H_b : hauteur du barrage (m)

l_c : largeur du crête du barrage (m)

b : largeur de la base du barrage (m)

W_2 : poids du massif du barrage en section triangulaire (Kg/ml)

W_3 : poids propre du radier (Kg/ml)

e_{radier} : épaisseur du radier (m)

B : largeur de base de la fondation (m)

$$\text{AN : } W_1 = \gamma_b \times l_c \times H_b = 2\,500 \times 0,50 \times 1,77 = 2\,213 \text{ kg/ml}$$

$$W_2 = \gamma_b \times \frac{H_b(b - l_c)}{2} = 2\,500 \times \frac{1,77(2,25 - 0,50)}{2} = 3\,877 \text{ kg/ml}$$

$$W_3 = \gamma_b \times B \times e_{\text{radier}} = 2\,500 \times 3,45 \times 0,40 = 3\,452 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Par suite : } W = W_1 + W_2 + W_3 = 2\,213 + 3\,877 + 3\,452 = 9\,542 \text{ kg/ml.}$$

7-2-3) Etude de stabilité :

➤ Stabilité au non glissement :

$$1,5 \leq K_g = \frac{\sum W \times \text{tg} \phi}{\sum P} \leq 2,00$$

Avec :

K_g : coefficient de sécurité au glissement

ΣW : résultante des forces verticales

ΣP : résultante des forces horizontales

$Tg \Phi$: coefficient de frottement béton-rocheux qui est égale à 0,75.

$$AN : K_g = \frac{\Sigma W \times tg \Phi}{\Sigma P} = \frac{9\,542 \times 0,75}{6\,475} = 1,11 < 1,50$$

Donc, la stabilité au non glissement n'est pas vérifiée

➤ Stabilité au non renversement :

$$1,5 \leq K_r = \frac{\Sigma \text{Moments stabilisatrices}}{\Sigma \text{Moments destabilisatrices}} \leq 2,00$$

$$\Sigma \text{Moments stabilisatrices} = M/E(W_1) + M/E(W_2) + M/E(W_3)$$

$$M/E(W_1) = W_1 \times dW_1 = 2\,213 \times 2,60 = 5\,758 \text{ kg.m/ml}$$

$$M/E(W_2) = W_2 \times dW_2 = 3\,877 \times 1,77 = 6\,855 \text{ kg.m/ml}$$

$$M/E(W_3) = W_3 \times dW_3 = 3\,452 \times 1,73 = 5\,959 \text{ kg.m/ml}$$

$$\Sigma \text{Moments stabilisatrices} = 18\,572 \text{ kg.m/ml}$$

$$\Sigma \text{Moments destabilisatrices} = M/E(P_{\text{lame d'eau}}) + M/E(P_{\text{reservoir}}) + M/E(P_s)$$

$$M/E(P_{\text{lame d'eau}}) = P_{\text{lame d'eau}} \times dP_t = 4\,856 \times 0,89 = 4\,298 \text{ kg.m/ml}$$

$$M/E(P_{\text{reservoir}}) = P_{\text{reservoir}} \times dP_r = 1\,566 \times 0,59 = 924 \text{ kg.m/ml}$$

$$M/E(P_s) = P_s \times dP_s = 52 \times 0,13 = 7 \text{ kg.m/ml}$$

$$\Sigma \text{Moments destabilisatrices} = 5\,229 \text{ kg.m/ml}$$

$$K_r = \frac{\Sigma \text{Moments stabilisatrices}}{\Sigma \text{Moments destabilisatrices}} = \frac{18\,572}{5\,229} = 3,55$$

On peut en déduire que, la stabilité au non renversement est vérifiée mais l'ouvrage est surdimensionné.

➤ Stabilité élastique :

$$\text{On a : } \sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{6M}{B^2} \text{ et } \sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{6M}{B^2}$$

N : somme des efforts normaux à la section

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

B : largeur de base de la fondation

Le moment fléchissant par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du radier est montré dans le tableau suivant :

Forces	Bras de levier% à O (m)	Module (kg/ml)	Moment (kgm/ml)
P _{lame d'eau}	-1,09	4 856	-5 269
P _{réservoir}	-0,79	1 566	-1 237
P _s	-0,13	52	-7
W ₁	0,88	2 213	1 938
W ₂	0,04	3 877	163
W ₃	0,00	3 452	0
Somme algébrique des moments= Moment Fléchissant			-4 412

Et la somme des efforts normaux à la section de la fondation est :

$$N = W_1 + W_2 + W_3 = 9\,542 \text{ kg.m/ml}$$

$$\text{Par suite : } \sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{6M}{B^2} = \frac{9\,542}{3,45} - \frac{6 \times (-4\,412)}{3,45^2} = 4\,985 \text{ kg/m}^2 = 4,985 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{6M}{B^2} = \frac{9\,542}{3,45} + \frac{6 \times (-4\,412)}{3,45^2} = 543 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,543 \text{ T/m}^2$$

Les valeurs de quelques contraintes admissibles selon la nature du sol de fondation :

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

Source : Formation dans le domaine technique en matière de PMI page 39

Pour notre projet, le sol de fondation est de nature roche compacte alors $\sigma_s = 100$ à 150 T/m^2 . D'où $\sigma_{\min} \leq \sigma_{\max} \leq \sigma_s$. La stabilité élastique est vérifiée.

➤ Règle du tiers central :

Il suffit de vérifier que l'excentricité e est inférieure ou égale à $B/6$.

L'excentricité e est définie par la relation suivante :

$$e = \frac{B}{6} \left(\frac{B \times \sigma_{\max}}{N} - 1 \right) = \frac{3,45}{6} \left(\frac{3,45 \times 4\,985}{9\,542} - 1 \right) = 0,46 \text{ m}$$

Et, $\frac{B}{6} = \frac{3,45}{6} = 0,58 \text{ m}$; la règle du tiers central est vérifiée

Tableau récapitulatif de l'étude de stabilité du barrage existant :

Coefficient seuil	0,4			Poids volumique radier (kg/m3)	2 500				
Débit de projet (m3/s)	576,9	Base du barrage (m)	2,25	Masse volumique barrage (kg/m3)	2 500				
Longueur seuil(m)	39	Pesanteur (m/s2)	9,81	Masse volumique de l'eau (kg/m3)	1 000				
Charge Spécifique totale(m)	4,12	Radier amont (m)	0,60	Masse vol imm des sédiments (kg/m3)	1 600				
Lame d'eau critique(m)	2,74	Radier aval (m)	0,60	Hauteur du sédiment(m)	0,40				
Hauteur seuil (m)	1,77			Angle frottement interne sédiment(°)	25				
Largeur crête (m)	0,50			Largeur fondation (m)	3,45				
Talus paroi aval	0,99			Epaisseur radier (m)	0,40				
FORCES AGISSANTS BARRAGE (kg/ml)		BRAS DE LEVIER % à O (m)		MOMENT % à O (kgm/ml)		BRAS DE LEVIER % E (m)		MOMENT % à E (kgm/ml)	
POIDS PROPRES DU BARRAGE ET DU RADIER									
W1 (massif rectangulaire) (kgf/ml)	2 213	dW1(m)	0,88	MW1/O	1 938	dW1/E	2,60	MW1/E	5 758
W2 (massif triangulaire) (kgf/ml)	3 877	dW2(m)	0,04	MW2/O	163	dW2/E	1,77	MW2/E	6 855
W3 (radier) (kgf/ml)	3 452	dW3(m)	0,00	MW3/O	0	dW3/E	1,73	MW3/E	5 959
POUSSEE DE L'EAU SUR LE PAREMENT AMONT DU BARRAGE									
Poussée lame d'eau (kgf/ml)	4 856	dPl (m)	-1,09	MPl/O	-5 269	dPl/E (m)	0,89	MPl/E	4 298
Poussée réservoir (kgf/ml)	1 566	dPr (m)	-0,79	MPr/O	-1 237	dPr /E(m)	0,59	MPr/E	924

POUSSEE DE DEPOTS DE SEDIMENT									
Ps (sédiments) (kgf/ml)	52	dPs (m)	-0,13	MPs/O	-7	dPs/E (m)	0,13	MPs/E	7
Total poussée (kgf/ml)	6 475			Total M(P)	-6 513			Total M/E(P)	5 229

Règle du tiers central:

B/6 (m)	0,58
e = Somme moment/Total(W) (m)	-0,46

tg Ø =

Stabilité au glissement 0,75

Selon NIHYCRI 1,5<kg<2

Kg	1,11
----	------

Stabilité au renversement

Selon NIHYCRI 1,5<kr<2

Kr	3,55
----	------

Stabilité élastique:

σ adm (T/m2)	100 à 150
σ max (kg/m2)	4 985
σ min (kg/m2)	543
σ max (T/m2)	4,985
σ min (T/m2)	0,543

Tableau récapitulatif de l'étude de stabilité du nouveau profil du barrage :

Coefficient seuil	0,4			Poids volumique radier (kg/m3)	2 500
Débit de projet (m3/s)	576,9	Base du barrage (m)	3,10	Masse volumique barrage (kg/m3)	2 500
Longueur seuil(m)	39	Pesanteur (m/s2)	9,81	Masse volumique de l'eau (kg/m3)	1 000

Charge Spécifique totale(m)	4,12	Radier amont (m)	0,60	Masse vol imm des sédiments (kg/m3)	1 600					
Lame d'eau critique(m)	2,74	Radier aval (m)	0,60	Hauteur sédiment(m)	0,40					
Hauteur seuil (m)	1,77			Angle frottement interne sédiment(°)	25					
Largeur crête (m)	0,80			Largeur fondation (m)	4,30					
Talus paroi aval	1,30			Epaisseur radier(m)	0,40					
FORCES AGISSANTS BARRAGES (kg/ml)		BRAS DE LEVIER % à O (m)		MOMENT % à O (kgm/ml)		BRAS DE LEVIER % à E (m)		MOMENT % à E (kgm/ml)		
POIDS PROPRES DU BARRAGE ET DU RADIER										
W1 (massif rectangulaire) (kgf/ml)	3 540	dW1(m)	1,15	MW1/O	4 073	dW1/E	3,30	MW1/E	11 686	
W2 (massif triangulaire) (kgf/ml)	5 091	dW2(m)	-0,02	MW2/O	-84	dW2/E	2,13	MW2/E	10 864	
W3 (radier) (kgf/ml)	4 301	dW3(m)	0,00	MW3/O	0	dW3/E	2,15	MW3/E	9 249	
POUSSEE DE L'EAU SUR LE PAREMENT AMONT DU BARRAGE										
Poussée lame d'eau (kgf/ml)	4 856	dPl (m)	-1,09	MPI/O	-5 269	dPl/E (m)	0,89	MPI/E	4 298	
Poussée réservoir (kgf/ml)	1 566	dPr (m)	-0,79	MPr/O	-1 237	dPr /E(m)	0,59	MPr/E	924	
POUSSEE DES DEPOTS DE SEDIMENT										
Ps (sédiments) (kgf/ml)	52	dPs (m)	-0,13	MPs/O	-7	dPs/E (m)	0,13	MPs/E	7	
Total poussée (kgf/ml)	6 475			Total M(P)	-6 513			Total M/E(P)	5 229	
				Σ Moments :M (kgm/ml)	-2 525					

Règle du tiers central:

B/6 (m)	0,72
e = Somme moment/Total(W) (m)	-0,20

Stabilité au glissement $\text{tg } \phi = 0,75$

Selon NIHYCRI 1,5<kg<2

kg	1,50
----	-------------

Stabilité au renversement

Selon NIHYCRI 1,5<Kr<2

Kr	6,08
----	-------------

N (kg/ml)	12 932
-----------	--------

Stabilité élastique:

σ_{adm} (T/m ²)	100 à 150
σ_{max} (kg/m ²)	3 826
σ_{min} (kg/m ²)	2 188
σ_{max} (T/m ²)	3,8256
σ_{min} (T/m ²)	2,188

ANNEXE 8 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION

8-1) Prise principale :

La prise principale rive droite est dimensionnée à l'aide de la formule de l'orifice noyé :

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

Avec :

Q : débit en tête du réseau (m³/s)

m : représente le coefficient de contraction, m = 0,60

S : aire de la section de l'orifice (m²)

ΔH : différence de charge entre l'entrée et la sortie de l'orifice c'est-à-dire la différence du niveau d'eau amont et aval de l'orifice (m).

Q (m ³ /s)	m	S (m ²)	ΔH(m)	Q (m ³ /s)calculé	ΔQ	b (m)	h (m)
0,734	0,6	1,000	0,08	0,752	2,4%	1,00	1,00

8-2) Avant canal :

L'avant canal est un canal de section rectangulaire en maçonnerie de moellon. Le calage hydraulique par la formule de Manning-Strickler aboutira au résultat suivant :

Tronçon	PM		Débit	I	K	b	h	H	m	Q calculé	ΔQ/Q	V
	Début	Fin	(l/s)	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)
Avant-canal	0,000	5,000	733,7	0,0020	60	1,00	0,80	1,10	0,0	733,8	0%	0,92

8-3) Calage hydraulique du canal principal :

Il consiste à déterminer les dimensions caractéristiques du canal d'irrigation. Le calage hydraulique du canal principal a été effectué à l'aide de la formule de Manning-Strickler :

$$Q_n = K \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Q : débit nominal du canal (m³/s)

S : section mouillée du canal (m²)

R : rayon hydraulique du canal (m)

I : pente du canal (m/m)

K : coefficient de rugosité ou coefficient de STRICKLER.

En fixant la largeur b du fond du canal, le calage hydraulique pour trouver le tirant d'eau h doit vérifier les trois conditions suivantes :

- l'erreur relative : $\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{|Q_n - Q_c|}{Q_n} < 5\%$
- pour avoir la section d'écoulement économique, on va prendre : $R \approx \frac{h}{2}$
- la vitesse d'écoulement de l'eau dans le canal est : $V = \frac{Q_c}{S}$

Les résultats de calcul seront présentés dans les tableaux suivants :

Calage hydraulique du canal principal du PM 5,00 au PM 224,15 :

Tronçons	PM		Débit	I	K	b	h	H	m	Q calculé	$\Delta Q/Q$	V
	Début	Fin	(l/s)	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)
P1a-P6	5,000	224,150	733,7	0,0009	30	2,00	0,63	0,90	0,5	744,9	2%	0,51

Calage hydraulique du canal bétonné sous remblai existant du PM 224,15 au PM 266,65 :

Tronçons	PM		Débit	I	K	b	h	H	m	Q calculé	$\Delta Q/Q$	V
	Début	Fin	(l/s)	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)
P6-P7a	224,150	266,650	733,7	0,0005	60	1,00	1,10	1,10	0,0	753,4	3%	0,68

Calage hydraulique du canal couvert bétonné à construire du PM 266,65 au PM 300,00 :

Tronçons	PM		Débit	I	K	b	h	H	m	Q calculé	$\Delta Q/Q$	V
	Début	Fin	(l/s)	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)
P7a-P9	226,650	300,000	733,7	0,0009	60	1,00	0,90	1,00	0,0	765,8	4%	0,85

Calage hydraulique du canal bétonné sous-remblai existant du PM 300,00 au PM 326,62 :

Tronçons	PM		Débit	I	K	b	h	H	m	Q calculé	$\Delta Q/Q$	V
	Début	Fin	(l/s)	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)
P9-P11	300,000	326,620	733,7	0,0010	60	1,00	1,00	1,00	0,0	912,2	24%	0,91

Calage hydraulique du canal principal du PM 326,62 au PM 2750,00 :

Tronçons	PM		Débit	I	K	b	h	H	m	Q calculé	$\Delta Q/Q$	V
	Début	Fin	(l/s)	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)
P11-P73	326,620	2750,000	733,7	0,0006	30	1,60	0,82	1,10	0,5	759,2	3%	0,46

ANNEXE 9 : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE DRAINAGE

✓ **Débit caractéristique de drainage :**

L'ouvrage de drainage permet d'évacuer les excédents d'eau d'irrigation provenant par perte d'irrigation, les eaux des pluies et le ruissellement des bassins versants latéraux.

Le débit caractéristique de drainage est déterminé par la formule suivante :

$$q_c(T) = i_c(t, T) \times \frac{(1 - e)}{0,36}$$

$q_c(T)$: débit caractéristique de drainage de période de retour T [l/s/ha] ;

$i_c(t, T)$: intensité moyenne de la pluie critique correspondant à la durée équivalente à la durée admissible de submersion du riz t et de période de retour T (mm/h), il est déterminé à partir du formule type MONTANA suivante :

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

P (24, T) : pluie maximale journalière de période de retour T (mm), la période de retour pour le dimensionnement d'un réseau de drainage est T = 10 ans ; P (24, T) = 94,5 [mm].

t : durée admissible de submersion pour la culture du riz, t = 3 jours = 72 heures

b : paramètre régional, on prend b = 0,288 ;

Quelques valeurs du paramètre régional b :

Ville	b
Tananarive	0,14
Arivonimamo	0,28
Ivato	0,26
Fianarantsoa	0,26
Tuléar	0,24
Majunga	0,35
Tamatave	0,4
Diégo	0,39
Andapa	0,27
Morondava	0,29
reste	0,288

Source : Formation dans le domaine Technique en matière de MPI

e : coefficient d'écoulement sur le champ de culture. Le coefficient d'écoulement e sur le champ de culture est :

$$e = \frac{P - D}{P} = \frac{R}{P}$$

Où P : Pluviométrie moyenne interannuelle [m] ;

R : hauteur moyenne annuelle de la lame d'eau écoulée [m] ;

D : déficit d'écoulement [m].

Le déficit d'écoulement représente essentiellement les pertes dues à l'évaporation. Par conséquent, il peut être estimé à l'aide de la formule de M. Coutagne :

$$D = P - \lambda \times P^2 \text{ avec } \lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 \times T}$$

Où : T la température annuelle moyenne (en °C)

Cette formule n'est applicable que pour P compris entre $\frac{1}{8\lambda}$ et $\frac{1}{2\lambda}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

P	T	λ	$1/8\lambda$	$1/2\lambda$	D	e	P [24,10]	$i_c(t, T)$	$q_c(T)$
[m]	[°C]				[m]		[mm]	[mm/h]	[l/s/ha]
1,129	18,3	0,297	0,420	1,681	0,750	0,336	94,5	1,80	3,32

✓ **Module de drainage :**

Le module de drainage est obtenu en multipliant le débit caractéristique de drainage par la superficie à drainer :

$$Q_d(T) = q_c(T) \times S_d$$

Avec : $q_c(T)$: débit caractéristique de drainage de période de retour T [l/s/ha] ;

S_d : superficie à drainer [ha].

	$q_c(T)$	S_d	Q_d
	[l/s/ha]	[ha]	[l/s]
Drain principal	3,32	1098,6	3650,4

✓ **Dimensions du drain principal :**

Les dimensions caractéristiques du drain principal sont obtenues par calage hydraulique en utilisant la formule classique de Manning-Strickler :

$$Q_d = K \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{0,5}$$

Avec :

Q_d : débit évacué par le fossé de drainage [m³/s] ;

K : coefficient de rugosité de Manning-Strickler ;

S : section mouillée du drain principal [m²] ;

R : rayon hydraulique [m] ;

I : pente moyenne du drain [m/m].

PM		Débit	Côte fond canal		I	K	b	h	H	m	Qc	$\Delta Q/Q$	V	Côte plan d'eau	
Début	Fin	(l/s)	Début	Fin	(m/m)		(m)	(m)	(m)		(l/s)	%	(m/s)	Début	Fin
0,00	280,15	3650,4	29,0	28,9	0,0004	30	5,00	1,20	1,40	0,5	3483,5	5%	0,5	30,2	30,1
289,84	1347,07	3650,4	28,9	25,0	0,0037	30	1,70	1,20	1,40	0,5	3693,5	1%	1,3	30,1	26,2

ANNEXE 10 : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE DE PROTECTION ET SES OUVRAGES ANNEXES

1-1) Détermination de la revanche R de la digue:

La revanche est une tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux PHE et la crête de la digue de protection. La détermination de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la projection de l'eau vers le haut de la digue due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celle-ci rencontrent la digue. Elle est obtenue par la formule suivante :

$$R = 0,75 \times h + \frac{V^2}{2g}$$

Où R, représente la revanche en [m] ;

h : hauteur des vagues en [m] ;

V : vitesse de propagation des vagues [m/s] ;

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Cette formule ci-dessus renferme plusieurs inconnues, on peut aussi évaluer directement la revanche par la formule simplifiée en-dessous :

$$R = 1 + 0,30 \times \sqrt{F}$$

Avec F désigne le fetch (pour la digue de protection le fetch est considérée comme la largeur au plafond de la rivière Mania correspondant aux PHEC) et F = 1,78 [km].

Après calcul, on trouve R = 1,40 [m].

1-2) Dimensionnement de l'ouvrage annexe :

➤ Dimension de la conduite d'évacuation :

Le débit d'évacuation d'excédents d'eau d'irrigation est égal au débit d'un écoulement sortant d'un orifice en charge et on a alors :

$$Q_{ev} = \mu \times S \times \sqrt{2g\Delta H}$$

μ , désigne le coefficient de débit ($\mu = 0,60$ Lencastre A. page 153) ;

g, désigne l'accélération de pesanteur [m/s²] ;

S, désigne la section de la conduite en fonction du diamètre [m²] :

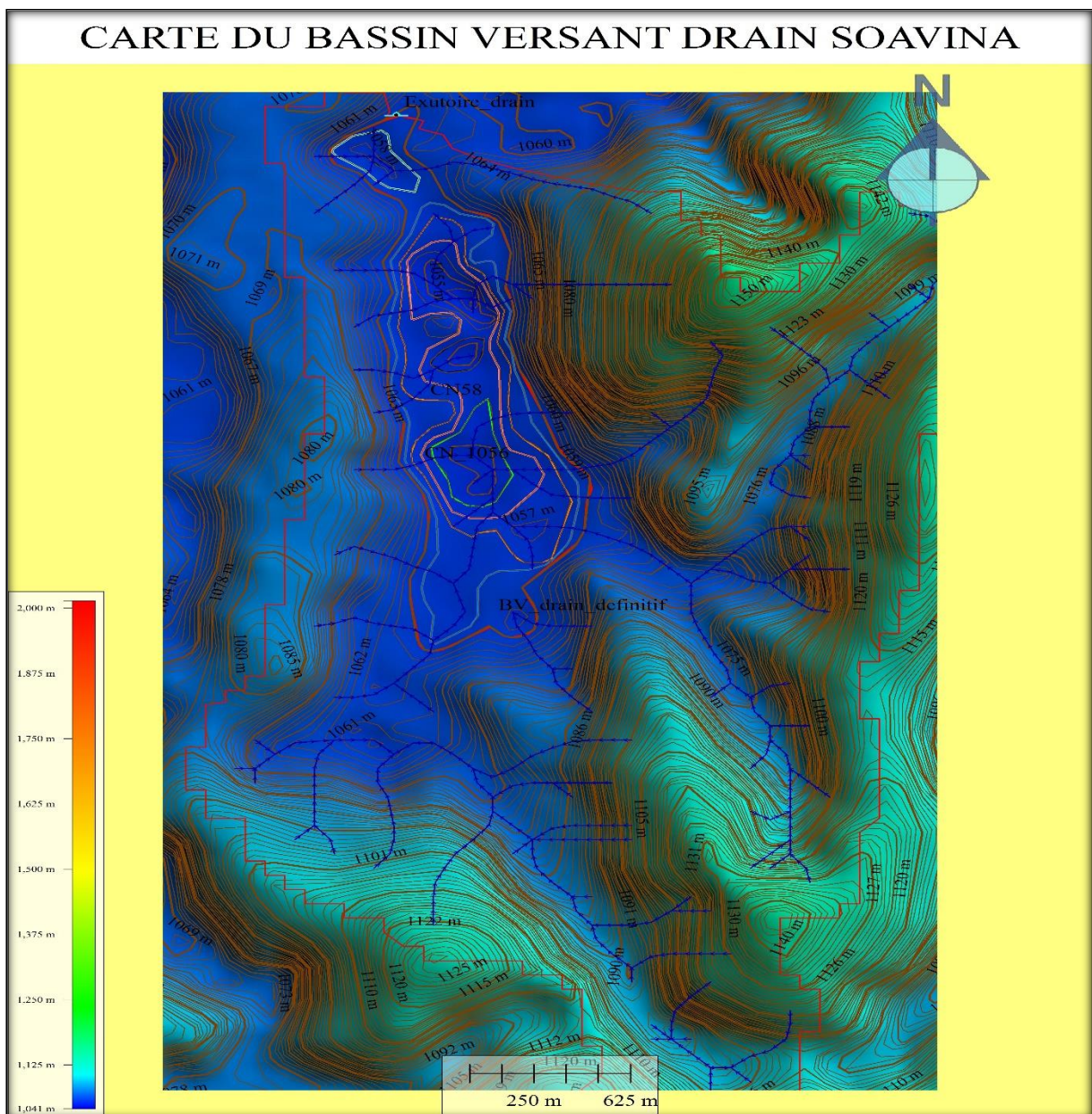
$$S = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

ΔH : la charge sur le centre de la conduite [m].

La charge sur le centre de la conduite est la différence entre la hauteur d'eau correspondant au volume d'eau à évacuer et le diamètre divisé par deux.

La hauteur d'eau correspondant au volume d'eau à évacuer est obtenue par simulation en utilisant le logiciel Global Mapper.

Le bassin versant avec la courbe de niveau est montré dans la carte suivant :



D'après la courbe de niveau ci-dessus, on peut déduire la relation volume et surface du plan d'eau pour différentes côtes d'eau :

côte (m)	H (m)	Surface (m ²)	V (m ³)
1056	0	0	0
1057	1	380 456	380 456
1058	2	663 939	1 044 395

Et le volume d'eau à évacuer est de 760 123 m³ et en simulant sur le logiciel Global Mapper, on obtient la hauteur d'eau H = 1,26 m correspondant au volume d'eau à évacuer.

➤ Temps d'évacuation de l'excédent d'eau :

Le temps d'évacuation de l'excédent d'eau est obtenu par la relation suivante :

$$t_{ev} = \frac{V_{\text{eau à évacuer}}}{86\,400 \times Q_{ev}} [\text{jours}]$$

Le tableau suivant montre le diamètre de la conduite d'évacuation en fonction du temps d'évacuation :

Nombre buse	D [mm]	S [m ²]	μ	ΔH [m]	Q _{ev} [m ³ /s]	V _{ev} [m ³]	t _{ev} [jour]
3,00	800,00	0,50	0,60	0,86	3,72	760123,00	2,37
2,00	1000,00	0,79	0,60	0,76	3,64	760123,00	2,42
2,00	1200,00	1,13	0,60	0,66	4,88	760123,00	1,80

ANNEXE 11 : ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE

1) BORDERAUX DETAILS ESTIMATIFS :

N°	DESIGNATION	U	QTE	PU (Ar)	MONTANT (Ar)
0 TRAVAUX PREPARATOIRES					
001	Installation de chantier	fft	1,00	35 100 000,00	35 100 000,00
002	Repli de chantier	fft	1,00	32 600 000,00	32 600 000,00
003	Démolition des ouvrages existants	fft	1,00	92 188,00	92 188,00
TOTAL TRAVAUX PREPARATOIRES					67 792 188,00
SITE SOAVINA					
I- AMENAGEMENT DU BARRAGE PM 0.00					
SERIE 100 - TERRASSEMENT					
102	Batardeau en sacs de sable	fft	1,00	686 500,00	686 500,00
106	Déblai rocheux	m3	9,11	59 700,00	543 747,60
107-a	Repiquage à vif	m2	96,72	1 800,00	174 096,00
108	Trou d'ancrage avec marteau piqueur à tête cobra	U	36	11 500,00	408 250,00
109	Canne d'ancrage HA 16	ml	45,44	8 900,00	404 416,00
Sous total terrassement					2 217 009,60
SERIE 200 - GENIE CIVIL					
203	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	15,14	436 700,00	6 609 891,20
204	Béton cyclopéen dosé à 300 Kg /m3	m3	39,78	334 700,00	13 314 366,00
205	Coffrage	m2	59,48	13 800,00	820 824,00
206	Acier haute adhérence pour armature	kg	908,16	6 900,00	6 266 304,00
208	Enduit au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	214,66	8 500,00	1 824 596,40
209	Chape au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	58,48	9 400,00	549 674,40
Sous total Génie civil					29 385 656,00
SERIE 300 - EQUIPEMENT HYDRAULIQUE					
301	Madrier 17x7cm	m3	0,33	1 301 000,00	431 999,65
306	Fourniture et pose échelle métallique	U	1,00	345 700,00	345 700,00
Sous total équipement hydraulique					777 699,65
TOTAL AMENAGEMENT BARRAGE					32 380 365,25
II- AVANT CANAL PM 0.00 au PM 5.00					
SERIE 100 - TERRASSEMENT					
101	Débroussaillage et décapage	m2	6,70	600,00	4 020,00
103	Fouille en terrain meuble de toute nature	m3	2,95	8 800,00	25 942,40
104	Remblai compacté	m3	2,00	25 700,00	51 400,00
Sous total terrassement					103 284,80
SERIE 200 - GENIE CIVIL					
201	Béton de propreté dosé à 150 Kg /m3	m2	0,34	193 100,00	64 688,50
203	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	2,43	436 700,00	1 062 962,74
205	Coffrage	m2	29,64	13 800,00	408 987,84
206	Acier haute adhérence pour armature	kg	146,04	6 900,00	1 007 709,12
208	Enduit au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m3	28,40	8 500,00	241 372,80
209	Chape au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m3	6,20	9 400,00	58 280,00
210	Perré maçonné	m2	1,58	37 200,00	58 776,00
Sous total génie civil					2 902 777,00
TOTAL AVANT CANAL PM 0.00 au PM 5.00					3 006 061,80
III- MUR DE PROTECTION CP PM 0.00					

	SERIE 100 - TERRASSEMENT				
101	Débroussaillage et décapage	m2	3,90	600,00	2 340,00
105	Déroctage	m3	0,65	73 200,00	47 580,00
	Sous total terrassement				49 920,00
	SERIE 200 - GENIE CIVIL				
201	Béton de propreté dosé à 150 Kg /m3	m2	0,18	193 100,00	35 144,20
203	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	0,44	436 700,00	190 750,56
205	Coffrage	m2	2,08	13 800,00	28 704,00
206	Acier haute adhérence pour armature	kg	26,21	6 900,00	180 835,20
207	Maçonnerie de moellons	m3	5,23	178 900,00	934 931,40
	Sous total génie civil				1 370 365,36
TOTAL MUR DE PROTECTION PM 0.00					1 420 285,36
IV- OUVRAGES DE PROTECTION DE LA BERGE AU PM 264					
	SERIE 100 - TERRASSEMENT				
103	Fouille sur terrain meuble de toute nature	m3	525,22	8 800,00	4 621 972,52
104	Remblai compacté	m3	64,79	25 700,00	1 665 003,22
	Sous total terrassement				6 286 975,74
	SERIE 200 - GENIE CIVIL				
203	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	25,42	436 700,00	11 099 603,90
205	Coffrage	m2	14,52	13 800,00	200 431,20
206	Acier haute adhérence pour armature	kg	1525,02	6 900,00	10 522 638,00
211	Enrochement	m3	185,01	23 400,00	4 329 165,44
213	Gabions	m3	165,49	212 700,00	35 200 254,75
215	Fourniture et pose géotextile de type Bidim perméable	m²	236,02	132 800,00	31 342 792,00
	Sous total génie civil				92 694 885,29
TOTAL OUVRAGES DE PROTECTION DE LA BERGE AU PM 266					98 981 861,03
V- CANAL BETONNE PM 266 au PM 300					
	SERIE 100 - TERRASSEMENT				
101	Débroussaillage et décapage	m2	54,08	600,00	32 445,00
103	Fouille sur terrain meuble de toute nature	m3	37,68	8 800,00	331 579,25
	Sous total terrassement				364 024,25
	SERIE 200 - GENIE CIVIL				
201	Béton de propreté dosé à 150 Kg /m3	m3	2,35	193 100,00	452 819,50
203	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	20,54	436 700,00	8 971 145,57
205	Coffrage	m2	173,80	13 800,00	2 398 462,08
206	Acier haute adhérence pour armature	kg	1232,58	6 900,00	8 504 818,56
208	Enduit au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	77,00	8 500,00	654 500,00
209	Chape au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	43,40	9 400,00	407 960,00
210	Perré maçonné	m2	1,34	37 200,00	49 801,50
	Sous total génie civil				21 439 507,21
TOTAL CANAL BETONNE					21 803 531,46
SITE SOAVINA DRAINAGE					
VI-DALOT SOUS DIGUE					
	SERIE 100 - TERRASSEMENT				
101	Débroussaillage et décapage	m2	240,00	600,00	144 000,00
102	Batardeau en sacs de sable	fft	1,00	686 500,00	686 500,00
103	Fouille sur terrain meuble de toute nature	m3	132,42	8 800,00	1 165 276,02
104	Remblai compacté	m3	10,12	25 700,00	260 084,00
112	Pieux en bois battus jusqu'au refus (diam 150mm)	ml	1104,00	4 500,00	4 968 000,00

	Sous total terrassement				7 223 860,02
	SERIE 200 - GENIE CIVIL				
202	Béton ordinaire dosé à 300 Kg /m3	m3	76,30	362 200,00	27 634 816,86
203	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	25,78	436 700,00	11 260 082,42
205	Coffrage	m2	156,50	13 800,00	2 159 666,88
206	Acier haute adhérence pour armature	kg	1547,07	6 900,00	10 674 774,72
207	Maçonnerie de moellons	m3	85,82	178 900,00	15 353 913,60
208	Enduit au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	107,28	8 500,00	911 880,00
209	Chape au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	63,74	9 400,00	599 156,00
211	Enrochement	m3	74,31	23 400,00	1 738 790,82
	Sous total Génie civil				70 333 081,30
	SERIE 300 - EQUIPEMENT HYDRAULIQUE				
301	Fourniture et pose poutrelle batardable en bois	m3	0,42	1 301 000,00	546 420,00
302 c	Fourniture et pose vanne métallique anti retour diam 800	U	3,00	14 000 000,00	42 000 000,00
306	Fourniture et pose buse comprimé en béton diam 800	ml	72,60	527 300,00	38 281 980,00
	Sous total équipement hydraulique				80 828 400,00
	TOTAL DALOT				158 385 341,32
TOTAL DALOT SOUS DIGUE					158 385 341,32
<u>VII- DIGUE</u>					
	SERIE 100 - TERRASSEMENT				
101	Débroussaillage et décapage	m2	5115,00	600,00	3 069 000,00
104	Remblai compacté	m3	18648,40	25 700,00	479 263 880,00
	Sous total terrassement				482 332 880,00
	SERIE 200 - GENIE CIVIL				
210	Perré maçonné	m2	1871,06	37 200,00	69 603 432,00
	Sous total génie civil				69 603 432,00
	SERIE 400 - TRAVAUX ENVIRONNEMENTAUX				
402	Fourniture et plantations vétivers	m2	3232,40	1 600,00	5 171 840,00
403	Fourniture et plantations sisal	ml	746,00	600,00	447 600,00
	Sous total travaux environnementaux				5 619 440,00
TOTAL DIGUE					557 555 752,00

VIII- REPROFILAGE CANAL

	SERIE 100 - TERRASSEMENT				
113	Reprofilage des canaux en terre				
113-a	dim160 x 120 cm	ml	1000,00	18 200,00	18 200 000,00
TOTAL REPROFILAGE CANAL PRINCIPAL					18 200 000,00

APPORT DES BENEFICIAIRES

<u>IX-CURAGE CANAL ET REHAUSSEMENT BERGES</u>					
N°	DESIGNATION	U	QTE	PU	MONTANT
	Reprofilage des canaux en terre	ml	1423,38	15 000,00	21 350 700,00
	Curage canal	ml	8000,00	3 000,00	24 000 000,00
	Curage canal	ml	664,09	3000	1 992 270,00
	Creusement canal 50X50	ml	1370,00	4000	5 480 000,00
TOTAL APPORT DES BENEFICIAIRES					53 222 970,00

2) CALCUL DE LA RENTABILITE :

A-RECETTES PRODUCTION DE	Année 0	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5	Année 6	Année 7	Année 8	Année 9	Année 10
Superficie cultivée [ha]		253	365	365	365	365	365	365	365	365	365
Rendement annuel [t/ha]		6	6	6	6	6	8	8	8	8	8
Productions vendues[t]		911	1 314	1 314	1 314	1 314	1 752	1 752	1 752	1 752	1 752
Prix du paddy		660	660	660	660	660	660	660	660	660	660
Recette annuel (Ar)	0,00	601 128 000	867 240 000	867 240 000	867 240 000	867 240 000	1 156 320 000	1 156 320 000	1 156 320 000	1 156 320 000	1 156 320 000

B-DEPENSES ET CHARGES	Année 0	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5	Année 6	Année 7	Année 8	Année 9	Année 10
Investissement(Ar)	1 204 653 433										
Intrants (Ar)		22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500	22 447 500
Main d'œuvre (Ar)		158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000	158 775 000
Amortissement infrastructure(Ar)		120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343	120 465 343
Amortissement matériels(Ar)		11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500	11 375 500
Entretien des infrastructures		8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574	8 432 574
Total DEPENSES	1 204 653 433	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917	321 495 917

C-CASH-FLOW											
Résultat avant impôt	-1 204 653 433	279 632 083	545 744 083	545 744 083	545 744 083	545 744 083	834 824 083	834 824 083	834 824 083	834 824 083	834 824 083
Impôt annuel(Ristourne)		7 514 100	10 840 500	10 840 500	10 840 500	10 840 500	14 454 000	14 454 000	14 454 000	14 454 000	14 454 000
Résultat net	-1 204 653 433	272 117 983	534 903 583	534 903 583	534 903 583	534 903 583	820 370 083	820 370 083	820 370 083	820 370 083	820 370 083
Cash-Flow		403 958 826	666 744 426	666 744 426	666 744 426	666 744 426	952 210 926	952 210 926	952 210 926	952 210 926	952 210 926

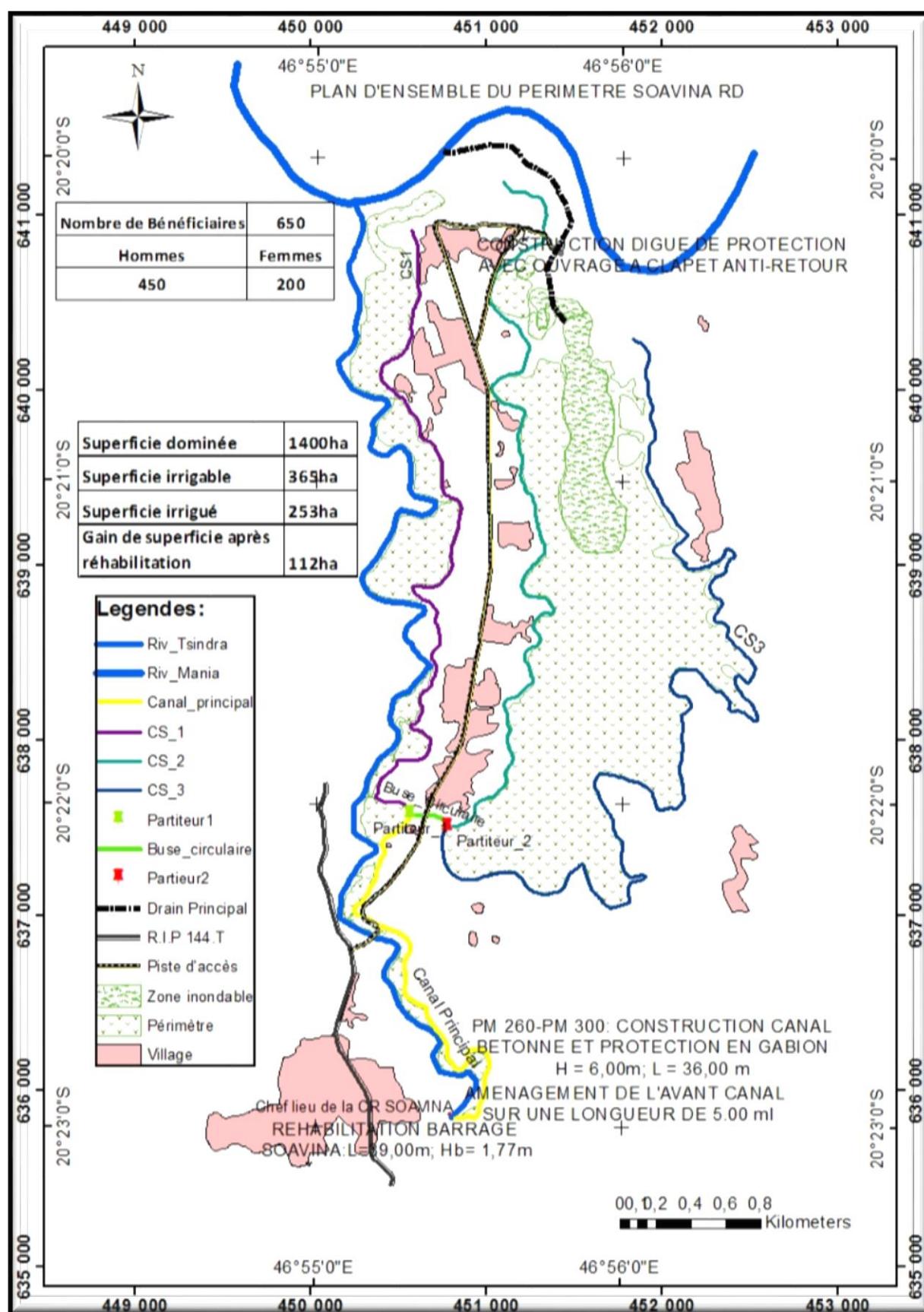
Les indicateurs de rentabilité sont :

- VAN (Ar) = 1 521 425 143 Ar
- TRI (%) = 40,20 %

ANNEXE 12 : PLANS DES OUVRAGES

- ✓ PLAN DE MASSE DU PERIMETRE
- ✓ VUE EN PLAN ET VUE EN AMONT DU BARRAGE SOAVINA PM0.00
- ✓ VUE EN PROFIL DU NOUVEAU PROFIL DU BARRAGE
- ✓ MUR DE PROTECTION PM0.00 : VUE EN PLAN ET COUPE
- ✓ AVANT CANAL PM0.00 AU PM 5.00 : VUE EN PLAN ET COUPE
- ✓ COUPES : GABION DE PROTECTION PM 264 AU PM 300 ET CANAL BETONNE COUVERT PM 266 AU PM 300
- ✓ VUE EN PLAN ET COUPE DALOT CIRCULAIRE SUR LA DIGUE
- ✓ PROFIL EN LONG AU NIVEAU DU DALOT CIRCULAIRE
- ✓ COUPE LONGITUDINALE ET DETAILS DU DALOT SOAVINA.

Plan de masse du périmètre :

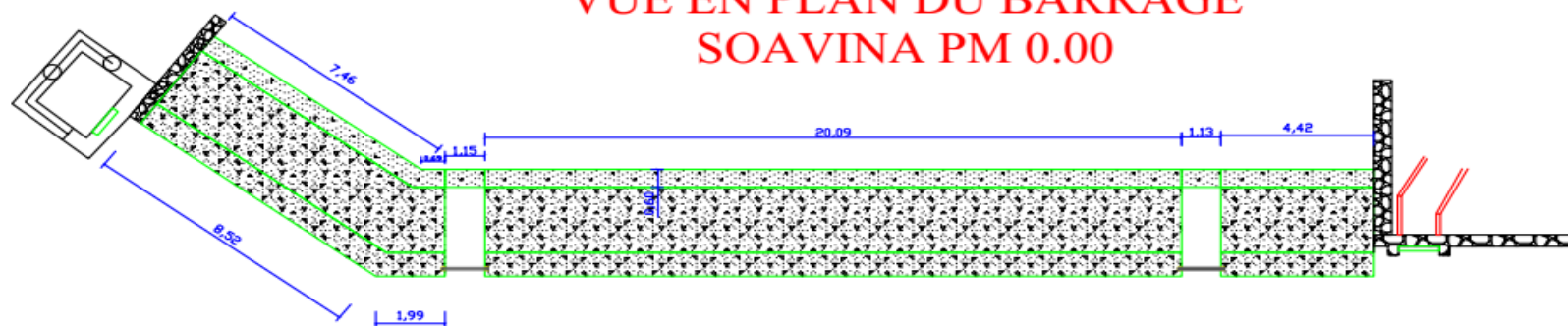


Source : Google Earth

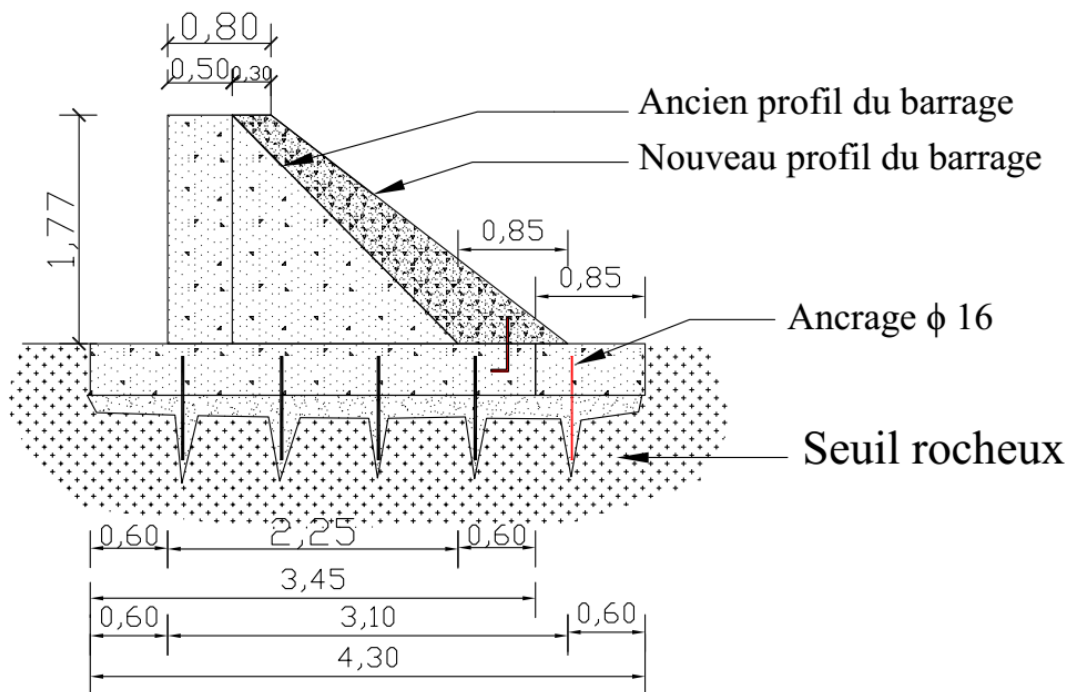
VUE EN AMONT DU BARRAGE SOAVINA



VUE EN PLAN DU BARRAGE SOAVINA PM 0.00

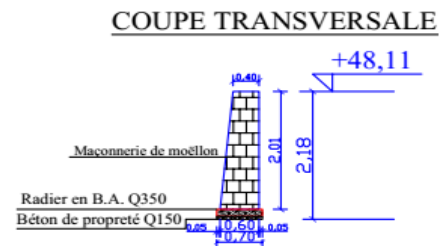
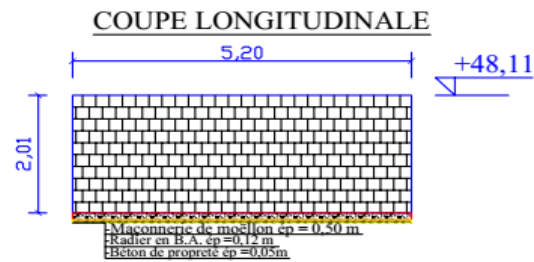
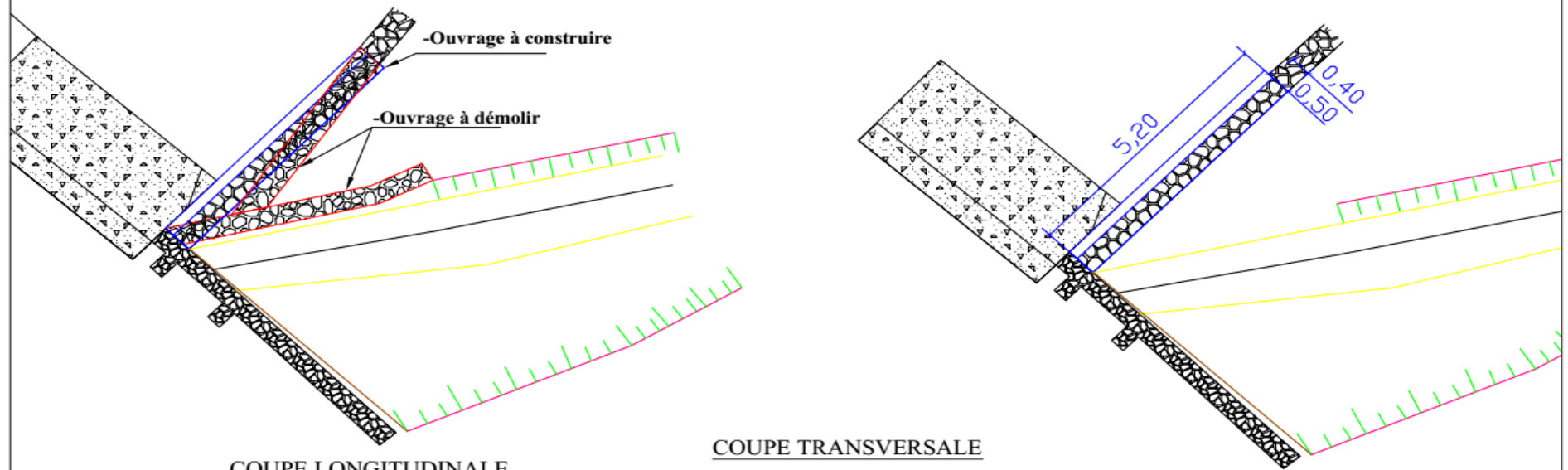


PROJET DE REHABILITATION PI SOAVINA RD	
RAMANANJATOVO Denis André	ECHELLE : 1/200
VUE EN AMONT ET VUE EN PLAN DU BARRAGE SOAVINA PM 0.00	



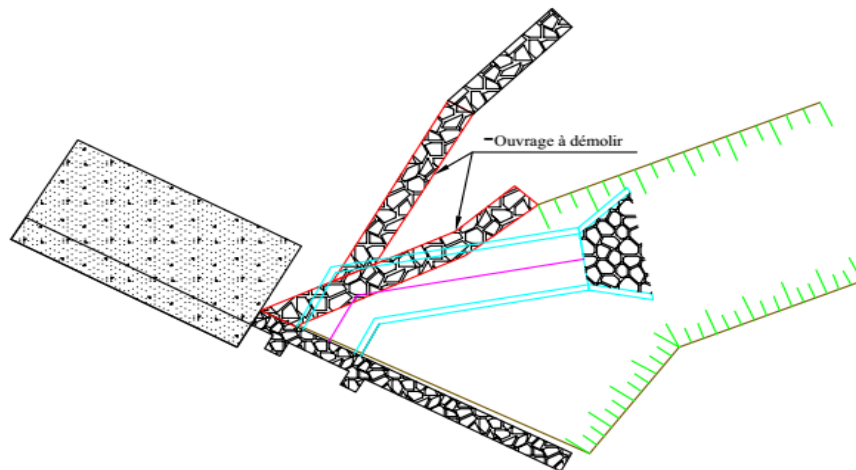
PROJET DE REHABILITATION PI SOAVINA RD	
RAMANANJATOVO Denis André	ECHELLE : 1/100
VUE EN PROFIL DU NOUVEAU BARRAGE AVEC	
CANNE D'ANCRAGE SUR SEUIL ROCHEUX	

VUE EN PLAN

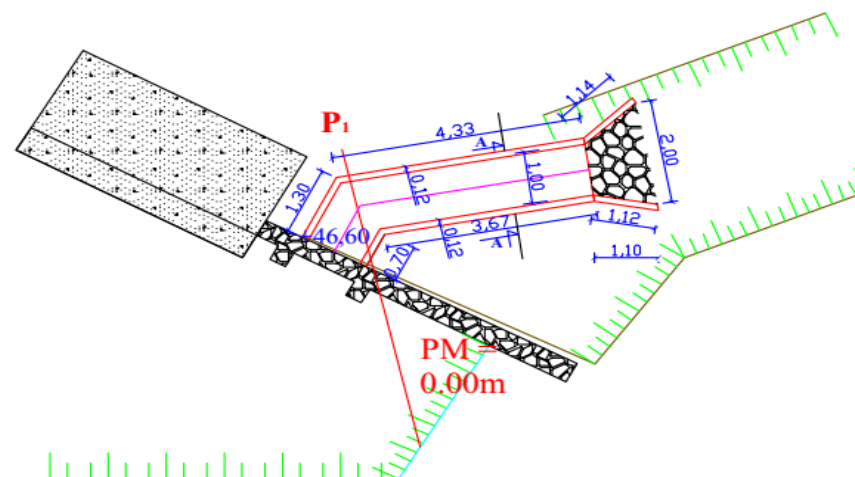
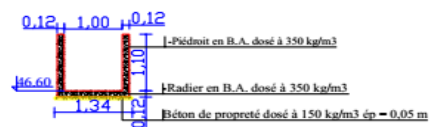


PROJET DE REHABILITATION PI SOAVINA RD
 RAMANANJATOVO Denis André | ECHELLE: 1/100
 MUR DE PROTECTION PM 0,00 : VUE EN PLAN ET COUPE

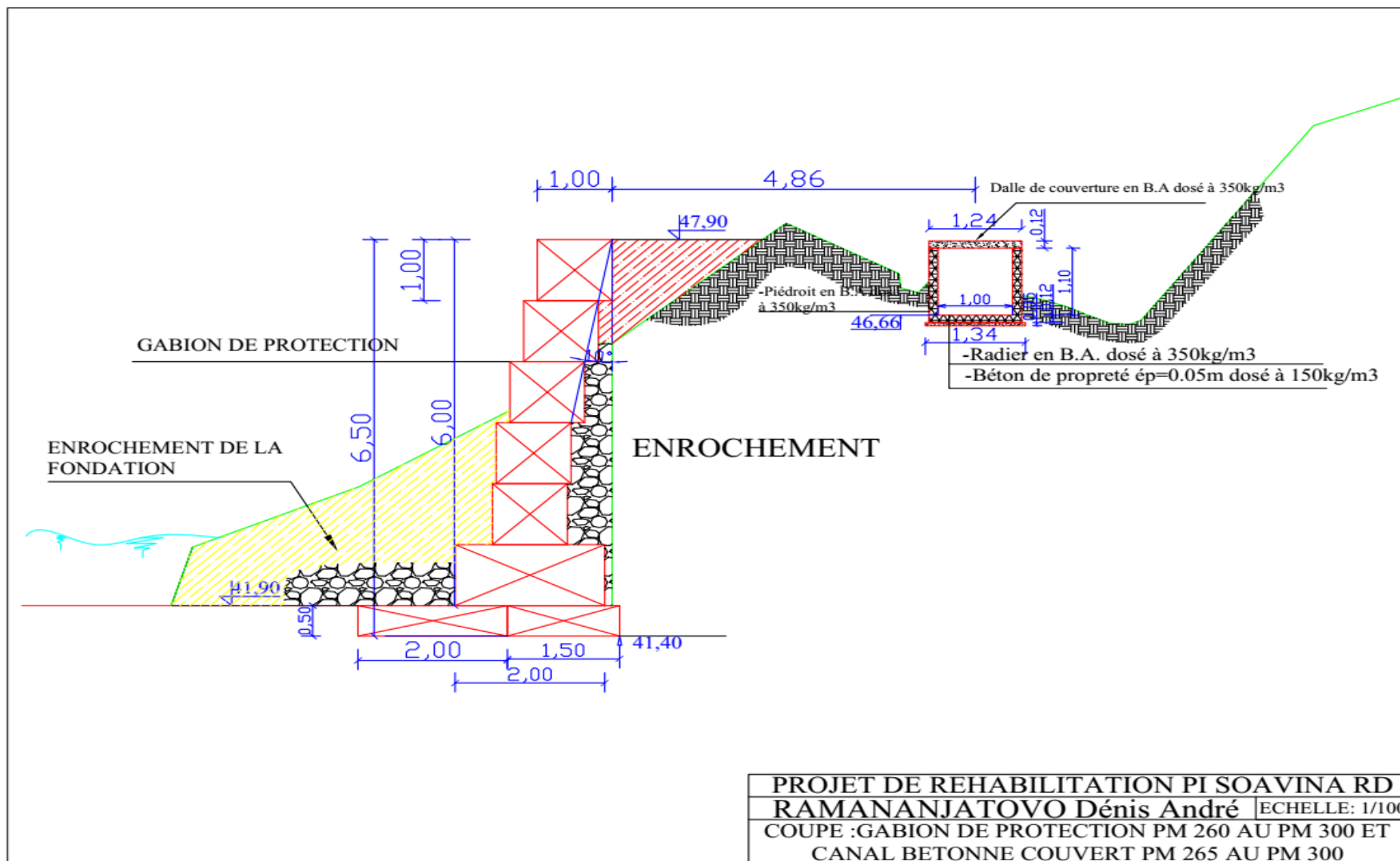
VUE EN PLAN



COUPE A-A



PROJET DE REHABILITATION PI SOAVINA RD	
RAMANANJATOVO Denis André	ECHELLE:1/20
AVANT CANAL PM 0,00 :VUE EN PLAN ET COUPE	



Technical drawing of a bridge structure, showing two trapezoidal abutments connected by a central pier. The abutments are filled with a honeycomb pattern. The pier has a central opening with four horizontal blue lines. Dimensions are provided for various parts of the structure.

Key dimensions and labels:

- Abutment width at the top: 24.75
- Abutment width at the bottom: 2.00
- Abutment height: 1.20
- Abutment slope: 1:1
- Abutment slope: 1:0.50
- Abutment slope: 1:0.25
- Abutment slope: 1:0.125
- Abutment slope: 1:0.0625
- Abutment slope: 1:0.03125
- Abutment slope: 1:0.015625
- Abutment slope: 1:0.0078125
- Abutment slope: 1:0.00390625
- Abutment slope: 1:0.001953125
- Abutment slope: 1:0.0009765625
- Abutment slope: 1:0.00048828125
- Abutment slope: 1:0.000244140625
- Abutment slope: 1:0.0001220703125
- Abutment slope: 1:0.00006103515625
- Abutment slope: 1:0.000030517578125
- Abutment slope: 1:0.0000152587890625
- Abutment slope: 1:0.00000762939453125
- Abutment slope: 1:0.000003814697265625
- Abutment slope: 1:0.0000019073486328125
- Abutment slope: 1:0.00000095367431640625
- Abutment slope: 1:0.000000476837158203125
- Abutment slope: 1:0.0000002384185791015625
- Abutment slope: 1:0.00000011920928955078125
- Abutment slope: 1:0.000000059604644775390625
- Abutment slope: 1:0.0000000298023223876953125
- Abutment slope: 1:0.00000001490116119384765625
- Abutment slope: 1:0.000000007450580596923828125
- Abutment slope: 1:0.0000000037252902984619140625
- Abutment slope: 1:0.00000000186264514923095703125
- Abutment slope: 1:0.000000000931322574615478515625
- Abutment slope: 1:0.0000000004656612873077392578125
- Abutment slope: 1:0.00000000023283064365386962890625
- Abutment slope: 1:0.000000000116415321826934814453125
- Abutment slope: 1:0.0000000000582076609134674072265625
- Abutment slope: 1:0.00000000002910383045673370361328125
- Abutment slope: 1:0.000000000014551915228366851806640625
- Abutment slope: 1:0.0000000000072759576141834259033203125
- Abutment slope: 1:0.00000000000363797880709171295166015625
- Abutment slope: 1:0.000000000001818989403545856475830078125
- Abutment slope: 1:0.0000000000009094947017729282379150390625
- Abutment slope: 1:0.00000000000045474735088646411895751953125
- Abutment slope: 1:0.000000000000227373675443232059478759765625
- Abutment slope: 1:0.0000000000001136868377216160297393798828125
- Abutment slope: 1:0.00000000000005684341886080801486968994140625
- Abutment slope: 1:0.000000000000028421709430404007434844970703125
- Abutment slope: 1:0.0000000000000142108547152020037174224853515625
- Abutment slope: 1:0.00000000000000710542735760100185871124267578125
- Abutment slope: 1:0.000000000000003552713678800500929355621337890625
- Abutment slope: 1:0.0000000000000017763568394002504646778106689453125
- Abutment slope: 1:0.00000000000000088817841970012523233890533447265625
- Abutment slope: 1:0.000000000000000444089209850062616169452667236328125
- Abutment slope: 1:0.0000000000000002220446049250313080847263336181640625
- Abutment slope: 1:0.00000000000000011102230246251565404236316680908203125
- Abutment slope: 1:0.000000000000000055511151231257827021181583404541015625
- Abutment slope: 1:0.0000000000000000277555756156289135105907917022705078125
- Abutment slope: 1:0.00000000000000001387778780781445675529539585113525390625
- Abutment slope: 1:0.000000000000000006938893903907227877647697925567626953125
- Abutment slope: 1:0.0000000000000000034694469519536139388238489627838134765625
- Abutment slope: 1:0.00000000000000000173472347597680696941192448139190673828125
- Abutment slope: 1:0.000000000000000000867361737988403484705962240695953369140625
- Abutment slope: 1:0.0000000000000000004336808689942017423529811203479766845703125
- Abutment slope: 1:0.00000000000000000021684043449710087117649056017398834228515625
- Abutment slope: 1:0.000000000000000000108420217248550435588245280086994171142578125
- Abutment slope: 1:0.0000000000000000000542101086242752177941226400434970855712890625
- Abutment slope: 1:0.00000000000000000002710505431213760889706132002174854278564453125
- Abutment slope: 1:0.000000000000000000013552527156068804448530660010874271392822265625
- Abutment slope: 1:0.0000000000000000000067762635780344022242653300054371356964111328125
- Abutment slope: 1:0.00000000000000000000338813178901720111213266500271856784820556640625
- Abutment slope: 1:0.000000000000000000001694065894508600556066332501359283924102783203125
- Abutment slope: 1:0.0000000000000000000008470329472543002780331662506796419620513916015625
- Abutment slope: 1:0.00000000000000000000042351647362715013901658312533982098102569580078125
- Abutment slope: 1:0.000000000000000000000211758236813575069508291562669910490512847900390625
- Abutment slope: 1:0.0000000000000000000001058791184067875347541457813349552452564239501953125
- Abutment slope: 1:0.0000000000

Technical drawing of a three-span bridge cross-section. The drawing shows a cross-section with three spans. The total width is 10.00m. The spans are 1.66m wide. The bridge has a central pier and two side piers. The height of the bridge deck is 1.46m. The height of the bridge piers is 0.64m. The bridge is supported by three piers. The drawing includes dimensions for the spans, piers, and the total width.

Remblai de la digue

Buse comprimé en béton $\varnothing 800$

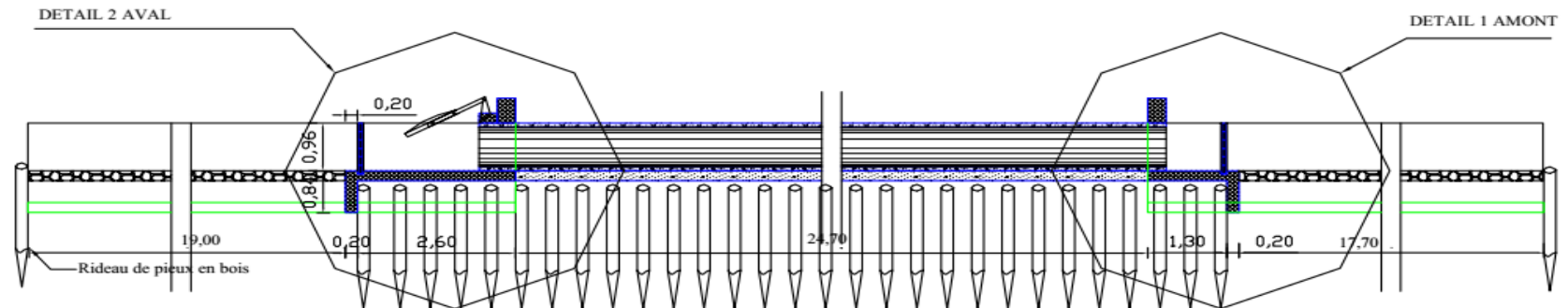
Béton de pose en B.A.

0,68

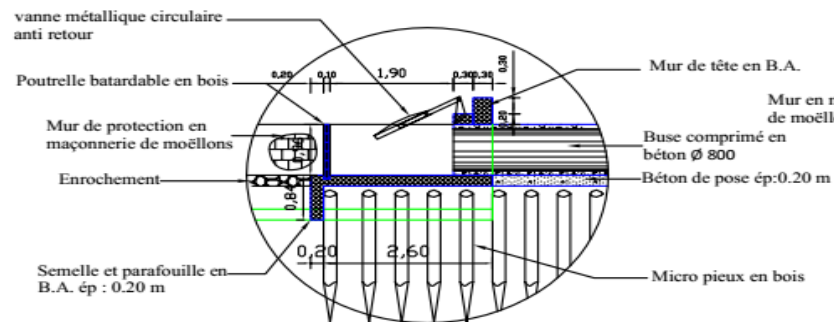
0,40 0,96 0,70 0,96 0,70 0,96 0,40

PROJET DE REHABILITATION PI SOAVINA RD	
RAMANANJATOVO Denis André	échelle: 1/100

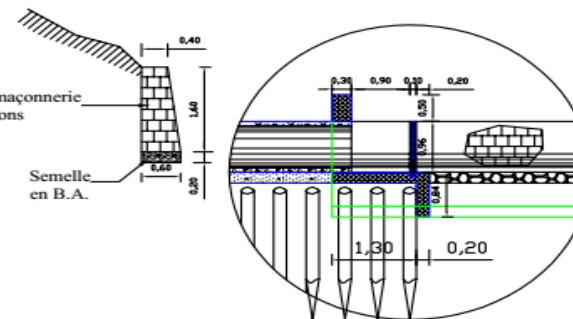
COUPE LONGITUDINALE DU DALOT



DETAIL 2 AVAL



DETAIL 1 AMONT



PROJET DE REHABILITATION PI SOAVINA RD	
RAMANANJATOVO Denis André	échelle: 1/100
COUPE LONGITUDINALE ET DETAILS DU DALOT SOAVINA	

Table des matières

REMERCIEMENTS :	i
SOMMAIRE	ii
LISTE DES ABREVIATIONS :	iii
LISTE DES CARTES :	vi
LISTE DES FIGURES :	vii
LISTE DES PHOTOS :	viii
LISTE DES TABLEAUX :	ix
AVANT- PROPOS :	xi
INTRODUCTION	1
Partie 1. GENERALITES SUR LA ZONE D'ETUDE	2
Chapitre.I MONOGRAPHIE DE LA ZONE D'ETUDE	3
I-1) Situation du milieu physique :	3
I-1-1) Localisation de la zone d'étude :	3
I-1-2) Situation Administrative :	6
I-1-3) Accessibilité à la zone d'étude :	7
I-1-4) Relief :	9
I-1-5) Climat :	9
I-1-6) Pédologie de la zone d'étude	10
I-1-6) Végétation et Couverture du sol :	10
I-1-7) Hydrographie et Ressource en eau :	10
I-2) Milieu Humain et social :	12
I-2-1) Etude démographique :	12
I-2-2) Ethnie :	13
I-2-3) Education :	13
I-2-4) Santé :	14
I-2-5) Infrastructure d'eau potable, d'assainissement et Hygiène :	14
I-2-6) Electricité :	14
I-2-7) Us, Coutumes :	15
I-2-8) Religions :	15
Chapitre.II CARACTERISTIQUES AGRO-SOCIO-ECONOMIQUES :	16
II-1) Activités économiques sources de revenus :	16
II-1-1) Agriculture :	16
II-1-2) Elevage :	17
II-1-3) Commerce :	17
II-2) Transport :	18

II-3) ONG, Associations et Projets de développement :	18
II-4) Paix et Sécurité :	18
II-5) Institutions financières et Organisationnel technique et social:	18
II-6) Présentation des problèmes et des contraintes :	19
II-6-1) Les problèmes sociaux :	19
II-6-2) Les problèmes économiques :	19
Partie 2. ETUDES TECHNIQUES DE BASE	20
Chapitre.III EVALUATION DES RESSOURCES EN EAU MOBILISABLES ET ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE :	21
III-1) Evaluations des ressources en eau :	21
III-1-1) Climatologie de la zone d'étude :	21
III-1-2) Traitement des données climatologiques :	21
III-1-3) Caractéristiques du bassin versant (BV) :	24
III-1-4) Evaluation des ressources en eau mobilisables ou étude hydrologique:	28
III-2) Estimation des débits de crues :	32
III-2-1) La méthode rationnelle :	32
III-2-2) Méthode de Louis DURET :	33
Chapitre.IV EVALUATION DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION ET ADEQUATIONS RESSOURCES-BESOINS :	34
IV-1) Etude des besoins en eau :	34
IV-1-1) Besoins en eau des plantes :	34
IV-1-2) Besoins en eau relatifs à la pratique culturale :	37
IV-1-3) Besoin en eau du riz :	38
IV-2) Adéquation ressources-besoins :	43
Partie 3. ETUDE TECHNIQUE DE L'AMENAGEMENT DU PERIMETRE	46
Chapitre.V DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE	47
V-1) Historique et situation existante :	47
V-2) Information sur la situation de l'Agriculture :	47
V-2-1) Riziculture :	47
V-2-2) Autres cultures vivrières :	49
V-2-3) Contraintes et opportunités de mise en valeur :	49
V-3) Inventaires et description des ouvrages existantes :	50
V-3-1) Système d'alimentation : barrage de dérivation	51
V-3-2) Prise principal rive droite :	51
V-3-3) Canal principal :	51
V-3-4) Canaux secondaires :	52

V-3-5) Ouvrages sur canaux :	52
V-3-6) Système de drain principal :	53
V-3-7) Autres ouvrages : Digue de protection et ses ouvrages annexes :	53
Chapitre.VI ETUDE ET CONCEPTION DES AMENAGEMENTS :	54
VI-1) Proposition d'aménagement :	54
VI-2-1) Ouvrage d'alimentation : Barrage	54
VI-3) Vérification de la stabilité du barrage existant selon NIHYCRI :	56
VI-3-1) Hypothèses de calcul :	57
VI-3-3) Inventaire de toutes forces agissant sur le barrage :	57
VI-3-4) La stabilité au glissement :	59
VI-3-6) Stabilité élastique : Condition de non poinçonnement du sol de fondation	60
VI-3-7) Vérification de la règle du tiers central :	61
VI-4) Dimensionnement du nouveau profil du barrage :	62
VI-4-1) Dimension du nouveau profil du barrage :	62
VI-4-2) Etude de stabilité du nouveau profil :	62
VI-5) Dimensionnement des ouvrages d'irrigation :	64
VI-5-1) Vérification de la dimension de la prise principale rive droite :	64
VI-5-2) Calage hydraulique du canal principal :	65
VI-6) Dimensionnement du réseau de drainage :	68
VI-7) Variante d'aménagements proposés :	69
VI-7-1) Définition des variantes d'aménagement adopté:	69
VI-7-2) Dimensionnement et conception de l'ouvrage de protection en gabion :	69
VI-7-3) Conception et dimensionnement de la digue de protection :	70
Partie 4. ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDES ECONOMIQUES ET FINANCIERES DU PROJET	74
Chapitre.VII ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL :	75
VII-1) Mise en contexte du projet :	75
VII-2) Description du projet :	76
VII-3) Description du milieu récepteur :	77
8-3-1) Délimitation de la zone d'étude :	77
VII-3-2) Description de l'état initial de l'environnement :	78
VII-4) Analyses des impacts :	79
VII-4-1) Identification des impacts probables :	79
VII-4-2) Evaluation de l'importance des impacts :	83
VII-4-3) Mesures d'atténuation environnementale :	86
VII-5) Plan de gestion environnementale et sociale :	88

Chapitre.VIII	ETUDES ECONOMIQUE ET FINANCIERE DU PROJET :	89
VIII-1)	Estimation du coût du projet :	89
VIII-2)	Etude de rentabilité du projet :	89
VIII-2-1)	Hypothèse de base pour l'étude de rentabilité :	90
VIII-2-2)	Les charges d'exploitation :	90
VIII-2-3)	Recettes d'exploitations :	91
VIII-2-4)	Valeur actuelle nette (VAN) :	91
VIII-2-5)	Taux de rentabilité interne (TRI) :	92
CONCLUSION :		94
BIBLIOGRAPHIE :		95
ANNEXES :		I
ANNEXE 1 : PRESENTATION DE LA NIHYCRI ET PRESCRIPTIONS, EXIGENCES		
NIHYCRI :		II
ANNEXE 2 : ETUDE PLUVIOMETRIQUE :		VI
ANNEXE 3 : BASSIN VERSANT		XI
ANNEXE 4 : ESTIMATION DES APPORTS		XIII
ANNEXE 5 : ESTIMATION DE CRUE		XVI
ANNEXE 6 : EVALUATION DU BESOIN EN EAU DU PERIMETRE ET ADEQUATION		
RESSOURCES-BESOINS.....		XVII
ANNEXE 7 : CALCUL LAME D'EAU AU-DESSUS DU SEUIL ET STABILITE DU		
BARRAGE.....		XXIV
ANNEXE 8 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION		XXXIV
ANNEXE 9 : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE DRAINAGE		XXXVI
ANNEXE 10 : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE DE PROTECTION ET SES		
OUVRAGES ANNEXES.....		XXXVIII
ANNEXE 11 : ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE		XLI
ANNEXE 12 : PLANS DES OUVRAGES.....		XLV

Table des matières

Titre du mémoire : « ETUDE DE REHABILITATION, SELON NIHYCRI, DES INFRASTRUCTURES HYDRO AGRICOLES DU PERIMETRE IRRIGUE DE SOAVINA RIVE DROITE DANS LE FOKONTANY SOAVINA, COMMUNE RURALE SOAVINA, DISTRICT AMBATOFINANDRAHANA, REGION AMORON'I MANIA »

Nom et prénoms : RAMANANJATOVO Denis André

Nombre des pages : 95

Nombre des figures et cartes : 13

Nombre des photos : 04

Nombre des tableaux : 43

Nombre des annexes : 12

RESUME

Le présent mémoire a pour objet de rendre en état et à demeurer fonctionnel le réseau hydro agricole du périmètre irrigué de Soavina rive droite, dans le Fokontany Soavina, Commune Rurale Soavina, District d'Ambatofinandrahana, Région Amoron'i Mania. Ce présent mémoire en collaboration avec le projet PURSAPS en vue de la mise en œuvre de la composante sécurité alimentaire, dont l'exécution est sous la responsabilité du Programme National Bassins Versants et Périmètres Irrigués.

Tout d'abord, l'étude commence par la descente sur terrain en vue de collecter les données agro-socio-économiques, les diagnostics de la situation actuelle du réseau hydro agricole entier et le levé topographique. L'étude sur terrain est complétée par l'étude de bureau en consultants des documents concernant les réseaux. L'étude de bureau est principalement axée sur :

- ✓ l'étude hydrologique, l'étude des besoins en eau et l'adéquation ressources-besoins ;
- ✓ la conception des ouvrages dans le réseau ;
- ✓ l'étude d'impact environnemental ;
- ✓ l'étude économique.

Grace au projet de réhabilitation des ouvrages et à la bonne maîtrise de l'eau d'irrigation, le rendement augmente 4 t/ha, soit un gain de 2t/ha par campagne.

Le coût du projet de réhabilitation du réseau hydro agricole Soavina rive droite s'élève à **1 204 653 433,46 Ar TTC** (un milliard deux cent quatre million six cent cinquante-trois mille quatre cent trente-trois ariary). Le calcul de Taux de Rentabilité Interne ou TRI, en tenant compte des paramètres tels que : le coût de production, le coût des infrastructures et les coûts des produits, a permis de conclure que le projet est rentable avec une valeur de TRI de **40,20%**.

Mots clés : Périmètre Irrigué, Barrage de dérivation, Sakasaka, CROPWAT, Irrigation, TRI

Encadreur Pédagogique : RANDRIANARIVONY Charles, Enseignant Chercheur à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

**Encadreur Professionnel : ANDRIAMIHANTASON Olivier, Spécialiste en Irrigation
Projet PURSAPS Amoron'i Mania**

Adresse de l'Auteur : Lot 09 E 46 Ampivarotanomby, (306) Ambositra

Contact : 034 50 559 31

E-mail : ramana_ds@yahoo.com