

# SOMMAIRE

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES ILLUSTRATIONS :

AVANT PROPOS

INTRODUCTION

**PARTIE I : GENERALITES SUR LE PROJET ET LA ZONE D'ETUDE**

- CHAPITRE 1. GENERALITE SUR LE PROJET SOURCE DU SUJET
- CHAPITRE 2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LE ZONE D'ETUDE
- CHAPITRE 3. DONNEES SOCIO-ECONOMIQUES
- CHAPITRE 4. PRINCIPALES VOCATIONS DE LA COMMUNE
- CHAPITRE 5. GENERALITE SUR LE PERIMETRE ET LE RESEAU
- CONCLUSION PARTIELLE

**PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE BASE**

- CHAPITRE 6. ETUDE PLUVIOMETRIQUE
- CHAPITRE 7. ETUDE HYDROLOGIQUE
- CHAPITRE 8. ETUDE DES BESOINS EN EAU
- CHAPITRE 9. ETUDE TOPOGRAPHIQUE
- CONCLUSION PARTIELLE

**PARTIE III : ETUDE D'AMENAGEMENT**

- CHAPITRE 10. DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE
- CHAPITRE 11. LE SCHEMA D'AMENAGEMENT
- CONCLUSION PARTIELLE

**PARTIE IV : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET ETUDE ECONOMIQUE DU PROJET.**

- CHAPITRE 12. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL
- CHAPITRE 13. ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE
- CONCLUSION PARTIELLE

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

PLANCHER

TABLE DES MATIERES

## LISTE DES ABREVIATIONS

AUE : Association des Usagers de l'Eau  
BCEOM : Bureau Central d'études pour les Equipements d'Outre-Mer  
CEG : Collège d'Enseignement Général  
CEPE: Certificat d'Etudes Primaires Elémentaires  
CF: Cash-Flow  
CM2 : Cours Moyen du Niveau 2  
CREAM : centre de recherches, d'études et d'appui à l'analyse économique à Madagascar.  
CSB I : Centre de Santé de Base Niveau 1  
CTGREF : Centre Technique de Génie Rural et des Eaux et Forêts  
EIE : Etude d'Impact. Environnemental  
EPP : Ecole Primaire Publique  
ESPA : Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo  
FAD : Fond Africain de Développement  
FAO: Food and Agriculture Organization  
FAT: Fonds d'Appui à la Transition  
FJKM : Fiangonan'i Jesoa Kristy eto Madagasikara  
FLM: Fiangonana Loterana Malagasy  
FRAM: Fikambanan'ny Ray Aman-drenin'ny Mpianatra  
JIRAMA: Jiro sy Rano Malagasy  
MECIE : Mise en compatibilité des investissements avec l'environnement  
MPAE : Ministère auprès de la Présidence en charge de l'Agriculture et de l'Elevage  
NIHYCRI : Normes Malgaches de construction des infrastructures hydroagricoles contre les crues et les inondations  
O.MHL: Opération Microhydraulique  
OMD : Objectifs du Millénaire pour le Développement  
ONG: Organisation des Nations Unies  
PCD : Plan Communal de Développement  
PIB: Produit Intérieur Brute  
PM: Point Métrique  
PPI: Petits Périmètres Irrigués  
PREE : Programme d'Engagement Environnemental  
PROJERMO : Projet Jeunes Entreprises Rurales dans le Moyen-Ouest  
PSDR : Projet de Soutien pour le Développement Rural  
SIG : Système d'Information Géographique  
SR : Station de référence  
TELMA: Telecom Malagasy  
TRI : Taux de Rentabilité Interne  
TTC: Tous Taxe Comprise  
TVA : Taxe sur la valeur ajoutée  
UC: Unité de Compte  
USDA: United States Department of Agriculture  
VAN: Valeur Actuelle Nette  
ZIA : Zones d'Investissement Agricole

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Valeurs des variables normales réduites en fonction de T .....	20
Tableau 2: Pluviométries mensuelles interannuelles .....	21
Tableau 3 : Pluviométries maximales journalières de différentes fréquences. ....	22
Tableau 4 : Les caractéristiques du bassin versant .....	24
Tableau 5 : Formules et valeurs du temps de concentration du bassin versant.....	24
Tableau 6 : Débit spécifique du bassin de la Tsiribihina à Betomba.....	27
Tableau 7 : Apports moyen annuel par la méthode de la station de référence .....	28
Tableau 8: Coefficient d'ALDEGHERI.....	28
Tableau 9 : Apport mensuel par la méthode de la station de référence.....	29
Tableau 10 : Apports moyen annuel du bassin versant étudié par la formule de CTGREF .....	29
Tableau 11 : Apport mensuel par la formule de CTGREF .....	29
Tableau 12: Valeur moyenne des apports mensuels par les deux méthodes .....	30
Tableau 13: Débits de crue de différentes fréquences. ....	32
Tableau 14: ETP mensuelles par la formule de BLANEY CRIDDLE .....	34
Tableau 15: ETP mensuel par la formule de THORNTHWAITE .....	35
Tableau 16: Valeurs mensuelle des pluies efficaces .....	35
Tableau 17: Calendrier cultural de la riziculture par la méthode classique .....	36
Tableau 18: Calendrier cultural de la culture d'agrumes par la méthode classique. ....	37
Tableau 19: Valeurs des coefficients culturaux de la riziculture .....	37
Tableau 20: Valeurs des coefficients culturaux de la culture d'agrumes.....	38
Tableau 21: Valeurs des besoins et du débit fictif continu pour la riziculture.....	41
Tableau 22 : Valeurs des besoins et du débit fictif continu pour la culture d'agrumes .....	42
Tableau 23 : Besoin en eau et débit fictif continu de la riziculture par le logiciel CROPWAT.....	46
Tableau 24 : Besoin en eau et débit fictif continu de la culture d'agrumes par le logiciel CROPWAT. ....	48
Tableau 25 : Comparaison des dfc de la riziculture .....	49
Tableau 26 : Comparaison des dfc de la culture d'agrumes .....	49
Tableau 27 : Adéquation ressource besoin. ....	50
Tableau 28: Calcul du temps d'épuisement de l'eau dans les bas-fonds .....	52
Tableau 29 : Calendrier d'organisation des tours d'eau.....	53
Tableau 30 : Surface totale irriguée correspondant aux prises fermées .....	53
Tableau 31 : Adéquation ressource-besoin après application du tour d'eau .....	54
Tableau 32 : Caractéristique du bassin de dissipation .....	68
Tableau 33 : Caractéristique de l'enrochement aval du barrage .....	69
Tableau 34 : Caractéristique du barrage.....	71
Tableau 35 : Valeur des coefficients de stabilité.....	71
Tableau 36 : Caractéristiques de l'avant canal .....	74

<i>Tableau 37 : Caractéristiques des partiteurs .....</i>	<i>76</i>
<i>Tableau 38 : Caractéristiques des bâches.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau 39 : Caractéristique des bâches métalliques.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau 40: Caractéristiques des dalots sous piste .....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau 41 : Caractéristiques des passages supérieures.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau 42 : Caractéristiques des prises parcellaires .....</i>	<i>79</i>
<i>Tableau 43 : Caractéristiques des canaux de drainage .....</i>	<i>79</i>
<i>Tableau 44 : Coefficient de pondération.....</i>	<i>86</i>
<i>Tableau 45 : Les impacts probables et leurs importances. ....</i>	<i>89</i>
<i>Tableau 46 : Récapitulation des impacts et leurs importances.....</i>	<i>90</i>
<i>Tableau 47 : Mesure d'atténuation .....</i>	<i>93</i>
<i>Tableau 48 : Plan de gestion environnementale .....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau 49 : Tableau récapitulatif du coût du projet .....</i>	<i>96</i>



## LISTE DES ILLUSTRATIONS :

### LISTE DES CARTES :

<i>Carte 1: Localisation de la zone d'études .....</i>	<i>6</i>
<i>Carte 2: Carte des réseaux hydrographiques environnants la zone d'étude .....</i>	<i>8</i>
<i>Carte 3: Localisation du périmètre .....</i>	<i>18</i>
<i>Carte 4: Délimitation du bassin versant de la zone d'études .....</i>	<i>25</i>
<i>Carte 5 : Modèle Numérique de Terrain du bassin versant de la zone d'étude .....</i>	<i>26</i>
<i>Carte 6: Localisation des ouvrages sur canaux .....</i>	<i>80</i>

### LISTE DES FIGURES :

<i>Figure 1 : Les paramètres utilisés par le logiciel CROPWAT et les valeurs de l'ET0 .....</i>	<i>43</i>
<i>Figure 2: Formules de la pluie efficace utilisée par le logiciel CROPWAT .....</i>	<i>43</i>
<i>Figure 3 : Valeurs des pluies efficaces par le logiciel CROPWAT .....</i>	<i>44</i>
<i>Figure 4 : Coefficient cultural et calendrier cultural de la riziculture selon CROPWAT .....</i>	<i>44</i>
<i>Figure 5 : Coefficient cultural et calendrier cultural de la culture d'agrumes selon CROPWAT .....</i>	<i>45</i>

### LISTE DES PHOTOS :

<i>Photo 1: Le bas-fond d'Andranotakatra .....</i>	<i>61</i>
<i>Photo 2: Le barrage traditionnel existant .....</i>	<i>61</i>
<i>Photo 3: Canal d'irrigation existant .....</i>	<i>62</i>
<i>Photo 4 : Le plateau d'Ampanandra .....</i>	<i>63</i>

# **AVANT PROPOS**

## **Contexte de l'étude**

Le périmètre étudié est localisé dans le Fokontany d'Ampandrana, Commune Rurale d'Antsahalava, District Tsiroanomandidy et Région Bongolava. Son aménagement fait partie du programme du projet «Projet Jeunes Entreprises Rurales dans le Moyen-Ouest» (PROJERMO) dont le but est d'instaurer un nouveau réseau d'irrigation pour l'alimentation en eau du bas-fond et des plateaux. L'étude a été divisée en deux grandes parties dont la première concerne l'étude préliminaire qui comprend l'étude topographique et l'étude géotechnique. Elles ont été effectuées par le bureau d'étude BRL Madagascar. La seconde partie consiste à étudier l'aménagement du réseau d'irrigation.

## **Cadrage de l'étude**

Durant le stage de fin d'étude auprès du projet dit PROJERMO, il a été proposé comme sujet de mémoire la seconde partie de l'étude du périmètre d'Andranotakatra c'est-à-dire l'étude d'aménagement du réseau d'irrigation.

Les principaux termes de références consistent à ressortir une étude de niveau APS d'un aménagement du réseau d'irrigation permettant d'avoir une estimation des investissements à faire et une idée sur la rentabilité économique du projet.

## INTRODUCTION

De nombreux pays ont atteint les objectifs du Millénaire pour le développement (OMD) relatifs à la réduction de la pauvreté, d'après le rapport de la FAO sur l'alimentation mondiale et l'agriculture pour l'année 2015. Et toujours selon ce rapport, d'autres pays, en revanche, en sont encore loin et le défi de l'après-2015 consiste à éliminer totalement la pauvreté et la faim qui sont le plus souvent accentuées en milieu rural. De nombreux pays en développement reconnaissent alors de manière de plus en plus affirmée que des mesures et actions plus large doivent être entreprises en faveur du développement agricole et rural.

A l'image de ces pays en développement, l'économie de Madagascar s'appuie fortement sur le secteur de l'agriculture avec une contribution atteignant jusqu'à près du tiers du PIB national. Près de 80% de la population vivent en milieu rural et tirent essentiellement leurs revenus des activités agricoles. Cependant, la majorité de la population malagasy vit dans la pauvreté, avec une sévérité plus marquée en milieu rural où l'agriculture reste très peu performante d'après le rapport PANORAMA n°1 de 2015 sur la mise en place d'un Système Statistique Agricole et Alimentaire.

De nombreux projets, issus de l'initiative cumulée de l'Etat Malagasy, des ONG et même du secteur privé, se focalisent alors sur l'agriculture pour remédier au problème d'alimentation à Madagascar. Le projet dit PROJERMO fait partie de cette initiative avec l'objectif d'accroître la productivité et la production agricole afin de contribuer à l'amélioration de la sécurité alimentaire, à la réduction de la pauvreté et à la promotion de l'emploi décent des jeunes dans les régions Bongolava et Amoron'i Mania.

C'est dans ce contexte que la potentialité de l'exploitation agricole de la Commune rurale d'Antsahalava, situé dans la région Bongolava parmi les zones d'intervention du PROJERMO, a été étudiée pour évaluer la possibilité d'une optimisation. La problématique du PROJERMO se résume à la question : quelle serait l'approche à adopter pour optimiser l'exploitation agricole de la Commune d'Antsahalava ? Parmi ces problèmes se présente celui de la mise en place d'un réseau d'irrigation adéquat et fonctionnel. Pour cela, il faut préalablement faire une étude d'aménagement, c'est l'objet de ce mémoire intitulé : « Etude d'aménagement hydroagricole des bas-fonds d'Andranotakatra, et des plateaux d'Ampandrana dans la Commune rurale d'Antsahalava, Région bongolava ».

A cet effet, la mise en contexte général du projet précèdera l'étude pour une compréhension cohérente des dispositions prises. L'aspect technique proposé englobera l'analyse hydrologique de la zone étudiée, l'évaluation des besoins en eau de la plantation et l'adéquation ressources-besoins. Un schéma d'aménagement sera ensuite proposé pour compléter cette étude technique dès que le diagnostic du fonctionnement actuel de l'exploitation du périmètre aura été établi, ce qui permettra la localisation et le dimensionnement des différents ouvrages d'optimisation du réseau. L'importance du projet sera reflétée à travers une étude d'impact environnemental et une évaluation de la rentabilité économique.

Ainsi, ce document comprendra quatre parties qui sont :

- La généralité sur le projet et la zone d'étude,
- L'étude technique de base,
- L'étude d'aménagement,
- L'étude d'impact environnemental et étude économique du projet.

# **PARTIE I : GENERALITES SUR LE PROJET ET LA ZONE D'ETUDES**

## **CHAPITRE 1. Généralité sur le projet source du sujet**

### **1.1. Présentation du PROJERMO**

Le Projet Jeunes Entreprises Rurales dans le Moyen-Ouest (PROJERMO) est localisé à Madagascar, dans les Régions Bongolava et Amoron'i Mania. Il a été identifié comme une opération importante pour réduire l'insécurité alimentaire et la fragilité du pays. Le projet est sous tutelle du Ministère auprès de la Présidence en charge de l'Agriculture et de l'Elevage MPAE. Il est mis en œuvre sur une période de 6 ans, a débuté le septembre 2016 et se terminera le décembre 2021. Vingt périmètres seront aménagés par le projet et celui d'Andranotakatra en fait partie.

Son financement est garanti par un prêt du Fond Africain pour le Développement ou FAD, un prêt du Fonds d'Appui à la Transition ou FAT, un don de l'Union Africaine et une contribution du Gouvernement pour un coût total de 27,35 million d'UC<sup>1</sup> hors taxes et douanes.

Le projet portera essentiellement sur l'installation des jeunes entreprises rurales dans les domaines d'activités et de métiers liés à la production, la transformation, la commercialisation des produits agricoles, le développement et la maintenance des infrastructures hydroagricoles. La mise en œuvre des actions du projet devrait en effet permettre l'installation de 500 jeunes entreprises dont 40% d'entreprises féminines. Le Projet fera bénéficier directement à ces 500 jeunes entreprises, à leurs familles et à l'ensemble de la population des 12 Communes de la zone d'intervention du Projet estimée à 186 366 habitants. Par-dessus tout, c'est l'ensemble du pays qui va bénéficier de l'augmentation de la production agricole et de la sécurité alimentaire.

### **1.2. Objectif du projet**

L'objectif global du PROJERMO est d'accroître la productivité et la production agricole afin de réduire la pauvreté dans le pays. Ce projet va contribuer à la diminution du chômage endémique des jeunes à Madagascar, au renforcement de l'inclusion en faveur des femmes, à la dynamisation de l'économie locale et régionale, dans la perspective de développer des pôles de croissance tout en prenant en compte les principaux facteurs de fragilité au niveau national et local.

---

<sup>1</sup> 1UC=3678 MGA, équivalence monétaire en Mars 2014

Plus spécifiquement, le projet va œuvrer pour la mise en place d'un système dynamique de promotion de jeunes entreprises agricoles, à travers l'aménagement de zones d'investissement agricole ZIA (viabilisation, construction des infrastructures hydroagricoles tel que les réseaux d'irrigation et socioéconomiques), la formation et le conseil technique ciblés, l'installation de 500 jeunes entreprises (dont au moins 40% pour les femmes et les jeunes) et la facilitation de l'accès aux services financiers et non financiers. L'approche opérationnelle du projet, notamment le choix des entreprises à promouvoir va reposer sur la création d'un partenariat gagnant-gagnant entre l'amont productif et l'aval commercial et/ou industriel et une meilleure maîtrise de la chaîne de valeur ajoutée en privilégiant l'approche filière.

### **1.3. Stage auprès du PROJERMO**

Huit périmètres font l'objet des travaux de constructions et de réhabilitation du projet pour l'année 2017 dans les Communes de Belobaka et d'Antsahalava dont fait partie le périmètre d'Andranotakatra, l'objet de ce mémoire.

Le stage auprès du PROJERMO a débuté le Septembre 2016 pour une durée de 5mois. Son objectif est de contribuer à l'étude de l'aménagement hydroagricole du périmètre rizicole d'Andranotakatra et du plateau d'Ampandrana. Durant ces périodes de stage, une descente sur le lieu d'étude a été effectuée le mois de Novembre 2016 accompagné du Chef de la cellule génie rural auprès du PROJERMO, un ingénieur en hydraulique agricole. Cela a permis de recueillir les doléances des usagers, d'identifier le site favorable pour l'implantation du barrage, de parcourir le long des canaux de la rive droite et de la rive gauche et d'identifier les ouvrages de franchissement sur canaux nécessaires. Une mesure de débit et une observation de la laisse de crue ont été également effectuées.

La descente sur terrain a aussi permis de visiter les autres périmètres à réhabiliter par le projet dans les deux Communes afin d'observer et de comprendre le cas réel du fonctionnement des réseaux d'irrigation.

## CHAPITRE 2. Situation géographique de la zone d'étude

### 2.1. Localisation et cadre administratif

L'étude consiste à aménager le périmètre dénommé Andranotakatra, dans le Fokontany d'Ampandrana situé dans la Commune Rurale d'Antsahalava, district Tsiroanomandidy et Région Bongolava. Sa superficie s'étend environ sur 300ha. Il est repéré par les coordonnées géographiques suivantes:

De l'amont à l'aval, il est entre :

- Latitude : 18° 51' 18'' S et 18° 52' 28 36'' S,
- Longitude : 45° 46' 02'' E et 45° 45' 33 92'' E.

De l'extrême gauche à l'extrême droite, il est entre :

- Latitude : 18° 51' 39 84'' S et 18° 52' 15 66'' S,
- Longitude : 45° 46' 00 33'' E et 45° 46' 43 59'' E.

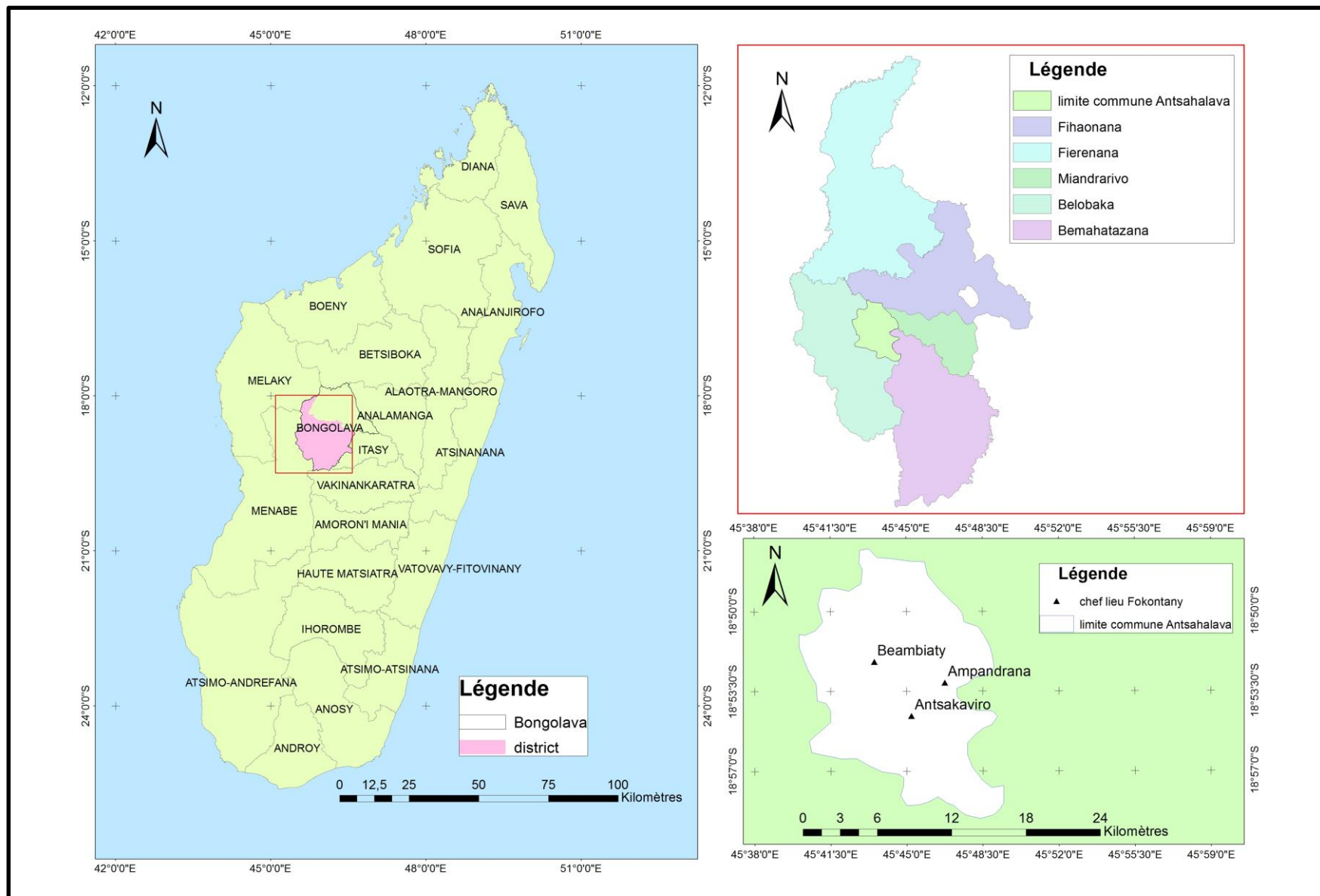
Les Communes qui lui sont limitrophes sont :

- Au Nord-Ouest : la Commune Fierenana,
- Au Nord-Est : la Commune Tsiroamandidy Fihaonana et Tsiroanomandidy Ville,
- A l'Est : la Commune Miandrarivo,
- Au Sud : la Commune Bemahatazana,
- A l'Ouest : la Commune Belobaka.

Sur le plan administratif, la Commune rurale d'Antsahalava comporte neuf (9) hameaux rassemblés dans trois (3) fokontany tels que Beambiaty le chef-lieu communal, Antsakaviro et Ampandrana.

La Région Bongolava, le District Tsiroanomandidy, les Communes limitrophes d'Antsahalava et les Fokontany rassemblés dans la Commune sont représentés dans la carte suivante :





*Carte 1: Localisation de la zone d'études*

*Source : FTM*

## 2.2. Accessibilité de la zone d'étude

La Commune rurale d'Antsahalava se trouve à 282 km de la capitale. Elle est reliée à cette dernière par la route nationale N°1 jusqu'à Andranomadio à une distance de 212km. De là, une route carrossable de 70km dirigeant vers l'ouest amène jusqu'au chef-lieu communal de la zone d'étude.

Elle est accessible en voiture tout terrain pendant toute l'année. Il existe également des lignes de transport en commun reliant Antanananarivo/Andranomadio et Andranomadio/Beambiaty.

Les fokontany et hameaux de la Commune ont une difficulté de transport car seuls les Fokontany Antsakaviro et Beambiaty possèdent des lignes de transport en commun journaliers le reliant à Tsiroanomandidy, chef-lieu du district.

## 2.3. Relief

La géomorphologie de la Commune rurale d'Antsahalava est caractérisée généralement par une vaste pénéplaine s'étendant sur la bordure des hautes terres centrales. L'altitude moyenne est aux alentours de 1100m.

## 2.4. Pédologie

Comme dans la plupart des sols dans les hautes terres, les affleurements de latérites de couleur vive sont abondants. La Commune est caractérisée par la dominance de sols ferrallitiques et de sols alluviaux à faible étendus.

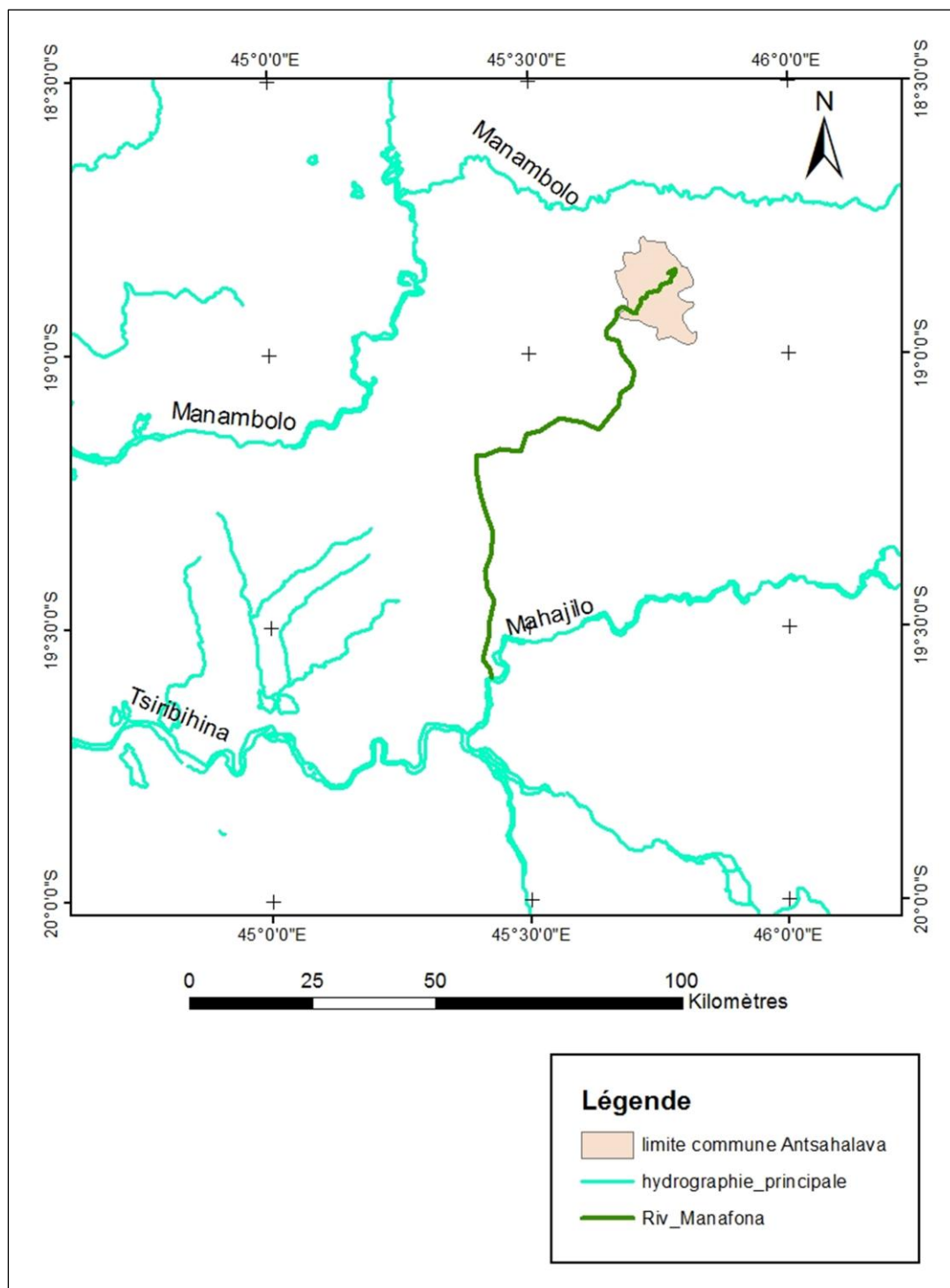
- Les sols ferrallitiques couvrent la pénéplaine. Ils sont d'évolutions très diverses, allant des argiles latéritiques, relativement fertiles, jusqu'aux cuirasses imperméables, dépouillées d'éléments utiles. Ils sont généralement rocailleux ;
- Des sols alluviaux occupent les parties basses et les bas-fonds longeant les cours d'eau.

## 2.5. Réseau hydrographique

Deux importantes rivières passent dans la Commune d'Antsahalava :

- La rivière Mamafona,
- La rivière Mandalo.

Ces deux rivières se rejoignent en leur aval pour continuer leur chemin vers Mahajilo et Tsiribihina comme le montre la carte 2 :



*Carte 2: Carte des réseaux hydrographiques environnants la zone d'étude*

Source : FTM

## 2.6. Géologie

La Commune se situe sur la bordure Nord-Ouest des hautes terres centrales. Sa constitution géologique prend donc la même constitution que celle de la région Bongolava. Elle est généralement constituée de :

- granites et migmatites du Tampoketsa (Nord),
- infra-graphite du groupe Ambodiriana, caractéristique du Moyen-Ouest de la province d'Antananarivo.

Les formations géologiques les plus souvent rencontrées dans la région sont:

- Les hautes pénéplaines latéritiques ou hautes surfaces d'érosion non installées sur roches acides ;
- Les pénéplaines latéritiques en surface d'aplanissement d'altitude moyenne sur socles acides. Ces formations caractérisent la partie Ouest de la Province dont l'altitude varie de 800 à 1 000 mètres ;
- Le relief granito-gneissique à enclave basique éparse sur hautes terres latéritiques ondulées ;
- Les cuvettes et plaines alluviales : les cuvettes lacustres qui sont dues à des activités volcaniques, des coulées de lave ayant obturé des vallées et retenus, ainsi que des eaux qui s'accumulaient en arrière. Certaines cuvettes étaient autrefois reliées entre elles. Ces zones d'alluvions lacustres, généralement fertiles, jouent un rôle important pour l'occupation humaine ;
- Les plaines alluviales le long des fleuves généralement aménagées en rizières.

Ce sous-sol est aussi riche en pierres précieuses, notamment l'or, le cristal et la tourmaline. Leur exploitation demeure jusqu'à maintenant informelle et artisanale.

## 2.7. Formation végétale

La couverture végétale de la Commune est très faible. Elle est surtout caractérisée par des formations graminéennes ou savanes. Presque tout le Moyen Ouest est constitué de savanes herbeuses à *Hyparhenia ruffa* (Vero) et à *Heteropogon contortus* (Danga). Ce sont des zones utilisées comme zone d'élevage extensif.

Une faible partie de la Commune est actuellement occupée par des végétations arbustives comme les plantations d'agrumes, les manguiers et les « bararata ». Les arbres sauvages sont

actuellement en cours de disparition progressive par l'utilisation du bois de chauffage. La dégradation s'intensifie aussi sur les tanety à cause des feux de brousse répétés devenus des habitudes et qui ne laissent qu'une végétation herbacée dans toute la pénéplaine.

## **2.8. Climatologie**

### **2.8.1. Pluviométrie**

La tendance observée à Tsiroanomandidy donne un total de précipitations de 1513 mm avec un maximum de 24h de 233mm. La sécheresse est beaucoup plus marquée de Mai à Septembre.

Les précipitations annuelles ne présentent pas de grande différence sur les données pendant une période de 20 ou 30 ans. C'est la répartition dans l'année qui est parfois différente. Des mois secs trop longs au début de la saison, ne permettent pas ainsi un bon démarrage de la campagne agricole, surtout pour les rizicultures de bas-fonds.

### **2.8.2. Température**

Puisque la Commune Rurale d'Antsahalava fait partie de la Région Bongolava, elles ont donc le même comportement climatique. Le régime climatique est de type tropical d'altitude supérieure à 900 mètres.

Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 20°C. L'année comporte deux saisons bien individualisées, l'une pluvieuse (saison humide et chaude), de novembre à mars avec une température qui varie de 16 °C à 30 °C et l'autre fraîche et sèche de mi-avril à mi-octobre de température 10 °C à 26 °C.

## CHAPITRE 3. Données socio-économiques

La Commune ne possède pas de PCD, ce chapitre est le résultat des enquêtes effectuées sur la zone d'étude, auprès des présidents du Fokontany et du maire de la Commune.

### 3.1. Démographie

La Commune rurale d'Antsahalava, sur une superficie totale de 220km<sup>2</sup> compte 8800 habitants en 2016, soit une densité moyenne de 40 habitants par km<sup>2</sup>. On y rencontre une composition ethnique variée. Elle est composée d'Antesaka, de Betsileo et de Merina. Ces habitants sont essentiellement des migrants d'origines géographiques différentes.

### 3.2. Education

La Commune rurale d'Antsahalava est dotée de treize (13) établissements scolaires réparties comme suit :

- 5 écoles primaires publiques,
- 6 écoles primaires privées,
- 1 CEG où il n'existe actuellement que les classes de 6<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup>,
- 1 établissement de niveau secondaire non officiel.

Il faut noter que trois hameaux n'ont pas d'EPP. Les enseignants fonctionnaires ne sont qu'au nombre de deux. L'enseignement dans la Commune est assuré par les maitres FRAM. Les jeunes filles ont un taux de scolarisation plus élevé. Cette situation est due aux mentalités des parents ruraux qui veulent retenir les garçons pour les aider dans le gardiennage des troupeaux bovins et dans les travaux agricoles. Dans l'ensemble, plus de la moitié des enfants scolarisables fréquentent les écoles.

### 3.3. Santé

Antsahalava dispose d'un centre de santé de base de niveau I (CSBI) implanté dans le fokontany de Beambiaty où travaille un seul paramédical (sagefemme). Il existe également un centre de santé privé « Bluestar » comportant deux médecins dans le Fokontany Antsakaviro.

### 3.4. Sports, loisirs, culture et religions

Les habitants sont partagés entre chrétiens et non chrétiens. La religion y est très diversifiée. Pour les Chrétiens, il existe plusieurs églises dans chaque Fokontany de la Commune. 20 édifices culturels y sont rencontrés :

- 5 églises FJKM,
- 4 églises FLM,
- 3 églises Catholiques,
- 8 autres églises comme le « Jesosy Mamonjy », Adventiste et autres.

Sur le plan sportif, le football est le plus pratiqué. Chaque fokontany comporte au moins un terrain. De nombreuses équipes se sont formées. La Commune organise occasionnellement des tournois.

Une autre activité pratiquée par la population est le cinéma. La Commune dispose plusieurs salles.

Une place est réservée pour le jour de marché chaque Lundi. Elle se situe à Beambiaty. Mais on ne trouve que des produits utiles pour la vie quotidienne. Pour le grand marché, les habitants de la Commune doivent se déplacer à Tsiroanomandidy pour profiter des deux jours de marché le Jeudi et Vendredi pour la vente et l'achat des produits agricoles comme les semences et produits d'élevage.

### 3.5. Approvisionnement en eau et électricité

La Commune n'a pas d'accès à la JIRAMA. La population puise l'eau dans les puits traditionnels. Presque chaque toit possède un puits. L'eau de pluie est également collectée et utilisée comme eau potable. Néanmoins, la Commune possède plusieurs eaux de source, elle n'est actuellement utilisée que pour irriguer les plantations d'agrumes. Une majeure partie se déverse sans utilisation dans les rivières. Pourtant, elle peut être captée pour assurer un approvisionnement en eau potable. Une étude sur la potabilité a été déjà faite, et les eaux de source de la Commune atteignent la limite acceptable de la potabilité de l'eau.

En matière d'électrification rurale, la source utilisée est le panneau solaire. Quelques-uns possèdent des groupes électrogènes. Mais les bougies, les lampes à pétroles ainsi que les appareils électroménagers à piles sont toujours utilisés.

### **3.6. Télécommunications et sécurité**

La totalité de la Commune est recouverte par le réseau de télécommunication mobile Telma et Airtel.

Actuellement, la Commune ne dispose aucun poste avancé de sécurité. Néanmoins, parmi les Communes voisines, on peut dire que la sécurité est le moins dangereuse. Le passage des « dahalo » est moins fréquent.

### **3.7. Problèmes socio-économiques**

#### **3.7.1. Réseau routier insuffisamment développé**

Dans la Commune d'Antsahalava, la circulation interne ainsi que l'accès dans les différentes Communes voisines sont assurés par le réseau routier. Pourtant, ils sont tous des pistes carrossables inaccessibles par les voitures légères pendant la saison de pluie mais uniquement par camion et voitures tous terrain. Peu de village profite des transports en communs à savoir, Antsakaviro, Beambianty et Ankafotra. Le développement potentiel de la Commune repose ainsi en grande partie sur l'amélioration du réseau routier pour favoriser le déplacement des personnes et des biens.

#### **3.7.2. Dégradation de l'environnement**

Les ressources en eau et les débits des rivières diminuent chaque année face aux feux de brousse et aux déforestations. Cela a des effets négatifs sur l'agriculture.

#### **3.7.3. Maîtrise insuffisante de l'eau**

Bien que le climat soit favorable à la pratique de plusieurs spéculations culturelles, la Commune a besoin d'améliorer la maîtrise de l'eau en raison de l'alternance d'une période sèche où l'irrigation est nécessaire et d'une période de pluies pendant laquelle l'eau existe en abondance.

#### **3.7.4. Niveau d'instruction faible de la population active**

Le niveau d'instruction des élèves dans la Commune est très faible. Les maitres FRAM ont un minimum de niveau requis et enseignent les élèves selon leurs capacités. Il n'existe qu'un CEG pour les élèves obtenant le diplôme de CEPE dans les treize (13) EPP de la Commune pourtant la place est limitée. La majorité des élèves quitte la scolarité après la classe de CM2.



Les enfants doivent s'installer loin de leurs parents à Tsiroanomandidy ou dans les Communes voisines pour pouvoir continuer leurs études du niveau secondaire. Cette installation a permis aux jeunes de profiter de la liberté. Les jeunes filles risquent de tomber enceinte et les jeunes garçons ont tendance à consommer de la drogue.

### **3.7.5. Insécurité**

La spécificité de la Région Bongalava est qu'elle dispose d'un grand marché de zébu ou «*Tsenan'omby*» où transitent chaque semaine des milliers de zébus destinés à être vendus pour approvisionner le marché de la capitale, avec des flux économiques conséquents pour la région. Outre la richesse de son sous-sol, la qualité de ces terres et l'immensité des terrains cultivables, l'insécurité demeure encore une des fléaux qui empêchent le réel développement de la région, et un facteur limitatif de la venue des investisseurs tant locaux et étrangers dans cette région. Cette insécurité affecte toutes les Communes de la région, y compris Antsahalava. Par ailleurs, les coutumes « bara » dans les communes environnante, qui incite les jeunes à pratiquer le vol de zébu ne fait qu'aggraver cette situation.

## CHAPITRE 4. Principales vocations de la Commune

Par la diversité de ses zones écologiques ainsi que par l'étendue de ses superficies, la Commune a l'avantage de disposer d'une variété de produits agricoles et d'une activité d'élevage dynamique.

L'élevage est l'une des activités importantes des habitants. On rencontre le bovin, le porc et l'élevage de volailles.

L'élevage porcin s'y pratique couramment. Les races rustiques sont en abondance. La production est entièrement destinée à être vendue en viande dans les boucheries de la Commune et à Tsiroanomandidy.

L'élevage bovin est le plus adopté. L'espace de la zone permet des pâturages naturels qui assurent son alimentation. Les bovins sont utilisés pour les travaux des champs et de transports. Ils assurent en même temps la plus grande partie du fumier. C'est également une forme d'épargne monnayable à tout moment.

L'élevage de vaches laitières commence à prendre place dans la Commune. Ce type d'élevage gagne progressivement du terrain et connaît beaucoup de succès grâce à l'introduction de race plus performantes. La demande en lait frais et en produits laitiers augmente régulièrement.

L'agriculture est une activité courante et généralement pratiquée par plus de 90% de la population. La riziculture domine les bas-fonds de la Commune qui sont très vastes. Mais la pratique culturale reste encore traditionnelle. Les pluies ont une forte importance sur la production. Face au changement climatique, le calendrier cultural subit une perturbation. De ce fait, la production est uniquement destinée à être autoconsommée et sert de semence. Les récoltes de paddy sont suffisantes et couvrent toujours les besoins alimentaires de la population alors que les superficies cultivables sont encore faiblement exploitées. Le rendement est considérable et s'élève à 2,5T/ha.

Le plateau de la Commune est très vaste. Il est généralement occupé par les arbres fruitiers tels que les manguiers et les agrumes. Particulièrement pour les agrumes, les produits sont recueillis par des collecteurs. Ces derniers contribuent financièrement au besoin de la culture dès sa phase de croissance sous forme de prêt et remboursé au moment de la récolte. Les produits sont vendus dans les grands marchés de Tsiroanomandidy et de la capitale voire

dans les autres provinces. Cette activité est une source de revenu de la majorité de la population.

Il est à noter que la Commune est à vocation agricole. De plus, le micro climat de la Commune a permis une grande variété de cultures. C'est une zone très fertile. D'autre part, les ressources en eau sont jugées suffisantes mais mal réparties. Les surfaces cultivables restent en majeure parties inexploitées. Toutefois, il est possible d'augmenter le taux d'exploitation des surfaces cultivables par la mise en place des infrastructures irriguant les bas-fonds ainsi que les plateaux.

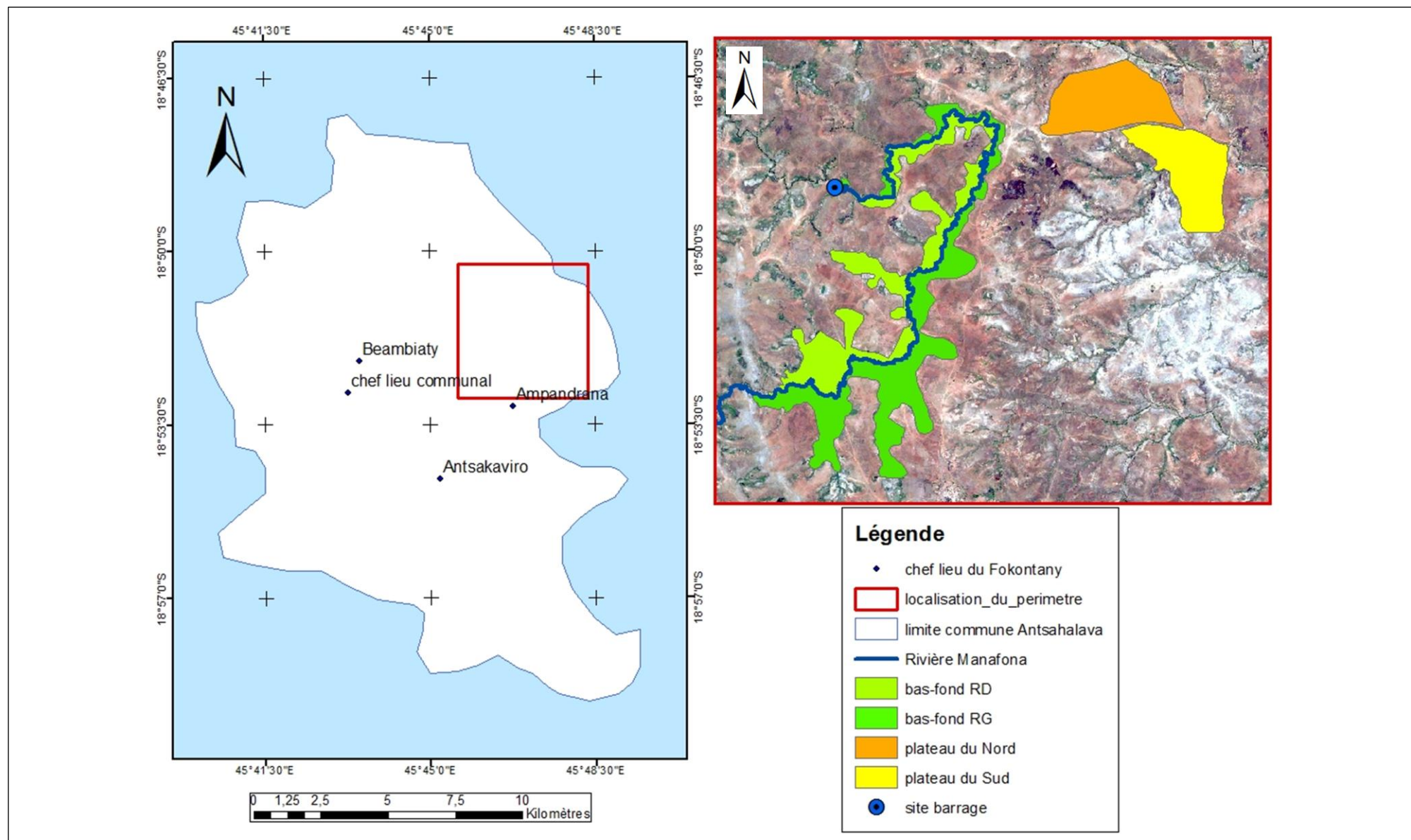
Andranotakatra, le périmètre à étudier ici présent est le plus vaste des bas-fonds aménageables dans la Commune d'Antsahalava d'après les informations recueillis auprès de la Commune. Le plateau d'Ampandrana peut également profiter d'une irrigation par le biais d'un ouvrage de transfert au niveau du canal irrigant le bas-fond. C'est la raison pour laquelle le PROJERMO a choisi de prendre en main son aménagement. Ce qui fait l'objet de cette étude.

## **CHAPITRE 5. Généralité sur le périmètre et le réseau**

### **5.1. Historique du périmètre**

Le périmètre rizicole en question nommé Andranotakatra s'étend sur 160ha exploitable et sera irrigué par la rivière Manafona après son aménagement. Cette dernière traverse la Commune à partir du village Andakandrano, longe le bas-fond d'Andranotakatra et quitte la Commune à Beambiaty. Le périmètre est ainsi divisé en deux parties et distinguées par son emplacement par rapport à la rivière : la rive gauche et la rive droite. Le réseau d'irrigation n'a jamais été équipé d'ouvrage en dur, il a toujours été en majeure partie sous riziculture pluviale. Il y a quelques années, un barrage traditionnel irrigant une surface de 6ha a été implantée par quelques familles. Le repiquage se fait le mois d'Aout. Le reste des bénéficiaires attend la pluie pour pouvoir repiquer c'est-à-dire le mois de Décembre. Afin d'assurer le semis en pépinière, il collecte l'eau des ruisseaux à partir d'un lac artificiel, puis la libère et distribue selon le besoin de chacun. Pendant la contre saison, le périmètre est occupé par la culture de pomme de terre, de tomate et de brède.

Le plateau dénommé Ampandrana a une surface totale de 140ha. La plantation d'agrumes y est déjà pratiquée et l'extension de la surface exploitée est proposée par les bénéficiaires. La culture d'agrumes nécessite un débit d'eau continu pendant toute l'année. Mais sa quantité est actuellement insuffisante. Ces agrumes sont actuellement en phase de croissance, les autres en phase de développement. La phase d'exploitation commence en cinquième année de culture. A cet âge, le besoin en eau augmente. La source assurant l'irrigation actuelle ne sera plus suffisante. Il sera alors nécessaire de chercher une nouvelle source afin d'assurer l'exploitation.



*Carte 3: Localisation du périmètre*

*Source : Image satellitaire*

## 5.2. Les bénéficiaires

Les exploitants du bas fond d'Andranotakatra et du plateau d'Ampandrana utiliseront la rivière Manafona pour irriguer leurs périmètres. Il existait une association des usagers de l'eau durant la période du projet PSDR, formelle ayant un récépissé. Une demande a été déposée au sein du projet PSDR, mais leur demande a été classée. Depuis, l'association est restée en veilleuse. Pour une nouvelle activité, il va falloir la renouveler formellement. Le nombre des membres a aussi augmenté, d'autres ont vendu leur parcelle. Ainsi une nouvelle liste a été dressée avec le président du Fokontany durant notre descente effectuée sur terrain. Les bénéficiaires sont sous 90 toits. La taille d'exploitation est de 1,5ha par bénéficiaire en moyenne. La majorité des membres sont des pères de famille, les restes sont des veuves. Ils sont répartis dans le Fokontany d'Antsakaviro, le Fokontany de Beambiaty et le Fokontany Morarivo Commune Miandrarivo.

## 5.3. Rendement actuel

La superficie irrigable est de 160ha de bas-fond et 140ha de plateau. Actuellement, la superficie desservie n'est que 6ha faute d'infrastructure.

D'après les usagers, la production rizicole atteint 15 à 20 charrettes par an. Une charrette compte en moyenne 750Kg. Le rendement est environ 1,9 T/ha de paddy. Si le barrage est bien entretenu, la production atteint le double car on repique deux fois en une année.

Le plateau ne compte actuellement qu'environ 2400 pieds d'agrume. Un pied produit en général 200 à 300kg. La production s'élève à 80 t/ha de mandarine greffe toujours selon les usagers.

## CONCLUSION PARTIELLE

En analysant d'une vue générale la Commune, l'activité agricole est prédominante. La totalité de la population est paysanne. Sa force se repose sur la production d'agrumes suivie de la riziculture. La capacité de production actuelle est considérable car le rendement est très intéressant. La surface irrigable est encore très vaste et pouvant encore produire vingt fois plus de la production actuelle.

La Commune possède des potentiels économiques importants, mais actuellement limités. Le développement de l'activité agricole dépend en grande partie du moyen d'irrigation. Une organisation des usagers de l'eau suivie de la mise en place d'un réseau d'irrigation augmentera considérablement la capacité économique de la Commune.

## PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE BASE



## CHAPITRE 6. Etude pluviométrique

L'agriculture est une activité totalement dépendante du climat, particulièrement du régime pluviométrique. Le but de cette étude est de déterminer la hauteur et l'intensité de la pluie reçue par la zone d'étude, ainsi que sa répartition spatio-temporelle. Les données pluviométriques et climatologiques sont les données de base utilisées. La station météorologique concernée est celle de Tsiroanomandidy sise à Ambohiby repérée par ses coordonnées géographiques : 18,755°S et 46,079°E. Les données disponibles sont les pluviométries journalières de l'année 2001 à 2014.

### 6.1. Pluviométrie mensuelle interannuelle

Cette statistique est établie en calculant la moyenne de chaque mois. Mais les données de bases disponibles sont encore les pluviométries journalières. Ainsi, la pluviométrie mensuelle dans une année est obtenue en additionnant les pluviométries journalières de chaque mois. La pluviométrie annuelle est la somme des pluviométries mensuelles dans une année. Les pluies moyennes mensuelles sont les moyennes de chaque mois sur les 14 années d'observation. Enfin la pluviométrie moyenne annuelle est la somme des pluviométries moyennes mensuelles. Ces données sont nécessaires pour quantifier les eaux de pluie disponible pour l'irrigation. En général, la pluviométrie moyenne annuelle est nécessaire pour déterminer les pluviométries interannuelles des différentes fréquences (5, 10, 25). La méthode utilisée est la loi de distribution classique telle que la loi de GAUSS.

#### 6.1.1. Loi de Gauss ou la loi normale

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

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

u est la variable normale centrée réduite de GAUSS.

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

T	5	10	25
F=1-(1/T)	0,80	0,90	0,96
u	0,84	1,28	1,64

*Tableau 1: Valeurs des variables normales réduites en fonction de T*

Avec :

- T : période de retour,
- F : fréquence.

### 6.1.2. Résultats de calcul

Les pluviométries interannuelles de fréquences 5, 10 et 25 sont enregistrées dans le tableau ci-dessous.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	année
Pm	364,93	251,64	228,36	90,21	26,21	4,50	5,93	5,86	17,21	68,93	164,43	284,50	1512,71
%	24,1	16,6	15,1	6,0	1,7	0,3	0,4	0,4	1,1	4,6	10,9	18,8	100,0
P5s	314,22	216,68	196,63	77,68	22,57	3,87	5,10	5,04	14,82	59,35	141,58	244,97	1302,53
P10s	287,66	198,36	180,01	71,11	20,66	3,55	4,67	4,62	13,57	54,33	129,61	224,26	1192,43
P25s	265,93	183,38	166,41	65,74	19,10	3,28	4,32	4,27	12,54	50,23	119,82	207,32	1102,35
P5h	415,63	286,61	260,09	102,75	29,86	5,13	6,75	6,67	19,61	78,51	187,28	324,03	1722,90
P10h	442,19	304,92	276,71	109,32	31,76	5,45	7,18	7,10	20,86	83,52	199,24	344,74	1833,00
P25h	463,92	319,91	290,30	114,69	33,33	5,72	7,54	7,45	21,88	87,63	209,03	361,68	1923,08

*Tableau 2: Pluviométries mensuelles interannuelles*

Avec :

- Pm : Pluviométrie moyenne [mm],
- P5s : Pluviométrie quinquennale sèche [mm],
- P5h : Pluviométrie quinquennale humide [mm],
- P10s : Pluviométrie décennale sèche [mm],
- P10h : Pluviométrie décennale humide [mm],
- P25s : Pluviométrie pour une période de retour 25 ans sèche [mm],
- P25h : Pluviométrie pour une période de retour 25 ans humide [mm].

Les détails de calcul sont présentés en annexe II.

## 6.2. Pluviométries maximales de différentes fréquences

Les pluviométries maximales de 24h mensuelles ainsi qu'annuelles sont obtenues en identifiant la valeur maximale du mois et de l'année.

Cette étude sera considérée comme le point le plus important pour les aménagements des ouvrages constituant le réseau. C'est à partir de ces résultats que vont être dimensionnés ces derniers. La pluviométrie maximale de différente fréquence est obtenue par l'ajustement

suivant la loi de distribution classique telle que les lois GUMBEL appelée lois doublement exponentielles ou lois de valeurs extrêmes. Elle sera utilisée pour l'estimation des crues.

### 6.2.1. La loi de GUMBEL

La loi de GUMBEL s'annonce comme suit :

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

Avec

- $F(X)$  : fonction de non dépassement,
- $u$  : variable réduite dépendant de la loi de distribution considérée.

La pluviométrie maximale de différente fréquence est obtenue par la formule suivante :

$$P_F = P_0 + u_F \times a_G$$

Avec

- $P_F$  : Pluviométrie maximale journalière de différente fréquence,
- $P_0$  : variable réduite de GUMBEL,
- $u_F$  : ajustement statistique pour la loi du GUMBEL,
- $a_G$  : gradex.

### 6.2.2. Résultats de calcul

La valeur des pluviométries maximales sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

T	5	10	25
$F=1-(1/T)$	0,80	0,90	0,96
u	1,50	2,25	3,20
Pf	114,50	141,76	176,21

*Tableau 3 : Pluviométries maximales journalières de différentes fréquences.*

Avec :

- $T$  : période de retour,
- $F$  : fréquence,
- $P_F$  : Pluviométrie maximale journalière de différente fréquence [mm],
- $u$  : ajustement statistique pour la loi du GUMBEL.

Les détails de calcul sont présentés en annexe II.

## CHAPITRE 7. Etude hydrologique

### 7.1. ETUDE DU BASSIN VERSANT

« Le bassin versant hydrologique est l'ensemble de surface topographique en amont de la section de contrôle, appelé « exutoire », de tel sorte que l'ensemble de tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit passer impérativement par l'exutoire pour continuer son trajet vers l'aval » (*cours hydrologie générale : Mr Alain RANDRIAMAHERISOA*)

Les caractéristiques topographiques, géologiques et la couverture végétale du bassin ont des influences importantes sur son comportement hydrologique.

#### 7.1.1. Caractéristique du bassin versant

La surface, le périmètre, la longueur du plus long cheminement, l'altitude maximale ainsi que minimale sont déterminés à partir de l'étude fait sur un logiciel SIG nommé ArcGIS.

##### ➤ La pente

La pente du bassin versant est donnée par la formule :

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

Avec :

- $Z_{max}$  : l'altitude maximale en [m],
- $Z_{min}$  : l'altitude minimale en [m],
- $L$  : le plus long cheminement hydraulique en [km].

##### ➤ L'indice de GRAVELUS K

L'indice de GRAVELUS K, est un des exemples d'indices morphologiques, permettant de caractériser le milieu mais, aussi, de comparer les bassins versants entre eux. Il est défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle équivalent, donné par la formule suivante :

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

- Si  $K \approx 1$ , le bassin versant est ramassé,
- Si  $K \gg 1$ , il a une forme allongée ou ramifiée.
- $P$  et  $S$  sont respectivement le périmètre et la superficie du bassin versant.

Après calcul, on a trouvé la valeur de K égale à  $1,41 \approx 1$ . Le Bassin est donc de forme ramassé.

Les caractéristiques du bassin versant sont récapitulées dans le tableau suivant :

P	S	L	Zmin	Zmax [m]	Z moy	I	K
[km]	[km <sup>2</sup> ]	[km]	[m]	[m]	[m]	[m/km]	-
23,64	21,93	10,78	985	1237	1047	22,21	1,41

*Tableau 4 : Les caractéristiques du bassin versant*

### 7.1.2. Calcul du temps de concentration

Par définition, le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin le plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci ou plus précisément, la durée du parcours d'une goutte d'eau tombée sur un point le plus extrême du bassin pour atteindre l'exutoire.

En d'autre terme, le temps de concentration est le temps où la crue est maximale.

Des formules empiriques utilisées pour calculer le temps de concentration telles que :

- La formule de PASSINI,
- La formule de BCEOM,
- La formule de VENTURA.

	PASSINI	BCEOM	VENTURA
Formule	$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S.L}}{\sqrt{I}}$	$t_c = 0.0663 \left( \frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77}$	$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$
heure	4,48	1,79	4,00
minute	268,87	107,49	239,83

*Tableau 5 : Formules et valeurs du temps de concentration du bassin versant*

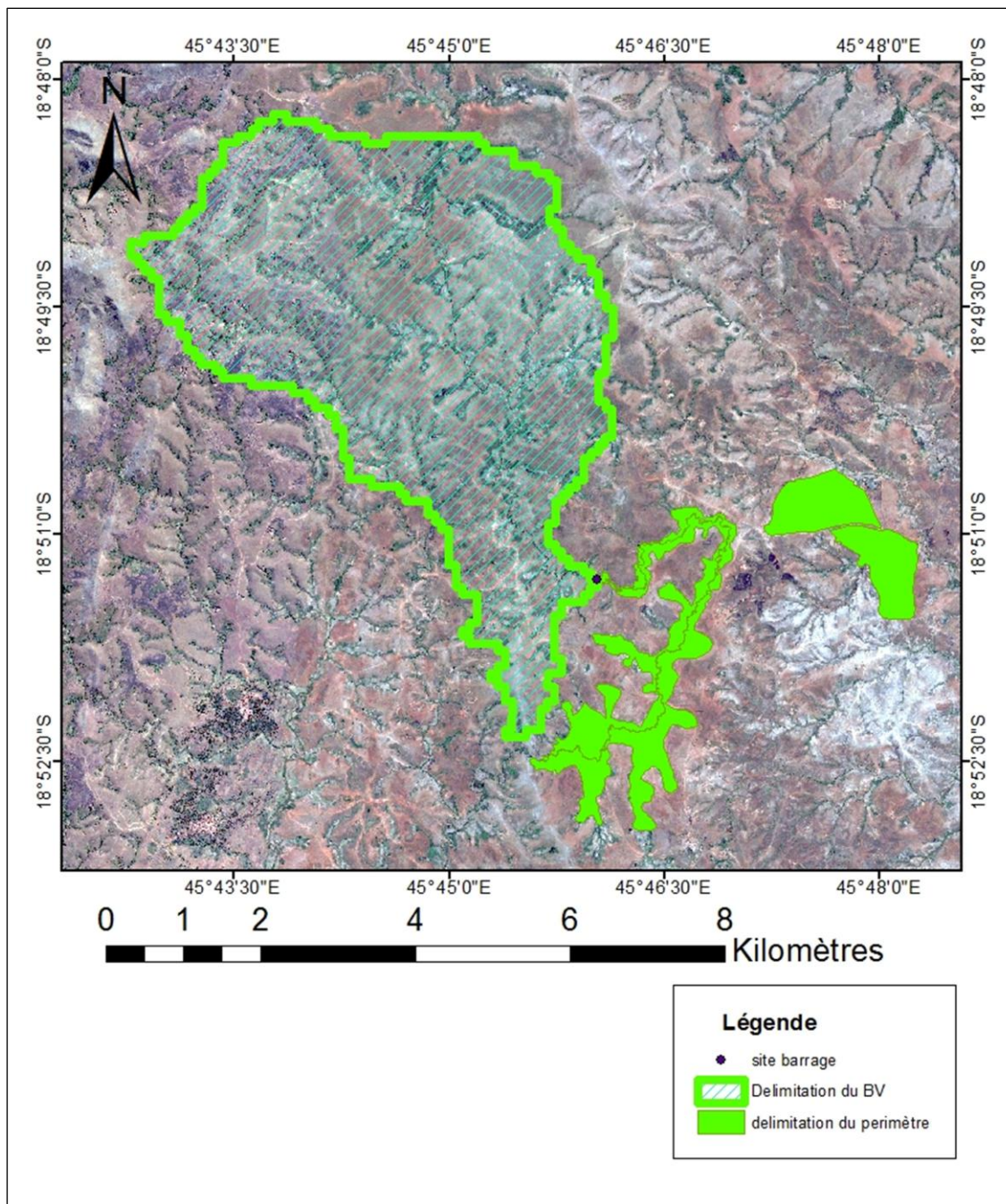
Avec :

- $t_c$  : Temps de concentration en [h] ;
- S : Superficie du bassin en [Km<sup>2</sup>],
- L : Le plus long cheminement hydraulique en [Km]
- I : pente du bassin en [m/m]

Remarque :

La valeur du temps de concentration donnée par la formule de BCEOM présente un grand écart aux deux autres. Elle ne sera donc pas considérée. On va prendre la moyenne des deux autres.

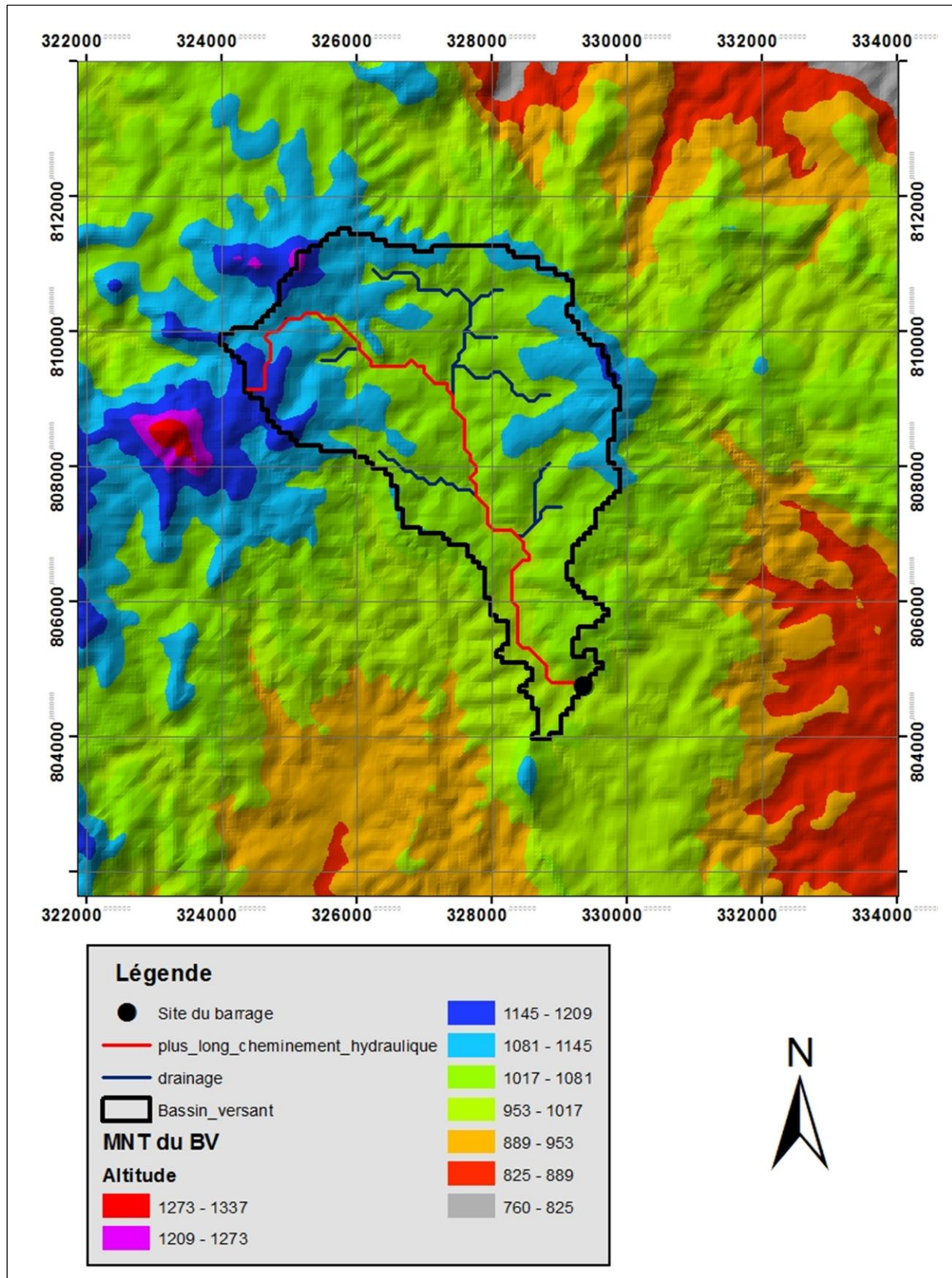
La carte suivante montre la délimitation du bassin versant de la zone d'étude :



Carte 4: Délimitation du bassin versant de la zone d'études

Source : Image satellitaire





*Carte 5 : Modèle Numérique de Terrain du bassin versant de la zoné d'étude*

*Source : Image satellitaire*

## 7.2. Estimation des apports.

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

- Méthode CTGREF,
- méthode de station de référence.

### 7.2.1. Méthode des stations de référence

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

La station la plus proche étant le bassin de la Tsiribihina à Betomba<sup>2</sup>

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

$$Q_F = q_f * S$$

Avec:

- $Q_F$  : apport annuel (l/s),
- $q_f$  : débit spécifique du bassin de référence (l/s/km<sup>2</sup>) ,
- $S$  : la surface du bassin versant étudiée.

Le débit spécifique du bassin de la Tsiribihina à Betomba est résumé dans le tableau suivant :

	Année sèche			Médiane	Années humides		
T	20	10	5	2	5	10	20
Q(m3/s)	606	663	742	927	1180	1340	1500
q(l/s/km <sup>2</sup> )	13,9	14,7	16,5	20,6	26,2	29,8	33,3

*Tableau 6 : Débit spécifique du bassin de la Tsiribihina à Betomba*

*Source : Fleuve et rivière de Madagascar*

<sup>2</sup> Fleuves et rivières de Madagascar P.578



Les valeurs annuelles des apports pour le bassin versant étudié pour différentes fréquences sont alors comme suit :

	sèches			médiane	humides		
T	20	10	5	2	5	10	20
Q [l/s]	304,83	322,37	361,85	451,76	574,57	653,51	730,27

*Tableau 7 : Apports moyen annuel par la méthode de la station de référence*

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

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

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

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	3,7	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	19,0	17,2	6,8	3,8	2,7	2,4	2,1	1,6	1,5	3,3	15,8

*Tableau 8: Coefficient d'ALDEGHERI*

*Source : cours d'aménagement hydroagricole 5ème année*

Les valeurs de R correspondent aux bassins versants suivants :

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

Les bassins étudiés font parties des Bassins versants du Centre Ouest donc la répartition mensuelle est définie par R4.

On a la valeur des apports quinquennaux secs mensuels (en l/s) :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
R4	23,80	19,00	17,20	6,80	3,80	2,70	2,40	2,10	1,60	1,50	3,30	15,80
Q5s [l/s]	1033,43	825,01	746,85	295,27	165,00	117,24	104,21	91,18	69,47	65,13	143,29	686,06

*Tableau 9 : Apport mensuel par la méthode de la station de référence*

### 7.2.2. Méthode CTGREF

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

$$Q_F = \frac{S}{31,5} \left( \frac{P_F}{B} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Z_m}{100} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $Q_F$  : apport moyen annuel de fréquence F en [l/s],
- B : paramètre régionalisé dépendant des rivières environnantes,  
Pour cette étude, on prend B=46 (cours d'aménagement hydroagricole).
- $P_F$  : pluviométrie moyenne annuelle de fréquence F en (mm),
- $Z_m$  : altitude moyenne du bassin versant considérée en (m),
- S : superficie du bassin versant considérée en (km<sup>2</sup>).

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

T	5	10	25
Qf [l/s]	400,65	345,81	303,37

*Tableau 10 : Apports moyen annuel du bassin versant étudié par la formule de CTGREF*

Les apports mensuels seront ensuite obtenus en appliquant les coefficients de répartition mensuelle définis par ALDEGHERI.

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

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
R4	23,8	19,0	17,2	6,8	3,8	2,7	2,4	2,1	1,6	1,5	3,3	15,8
q5S [l/s]	1144,24	913,47	826,93	326,93	182,69	129,81	115,39	100,96	76,92	72,12	158,66	759,62

*Tableau 11 : Apport mensuel par la formule de CTGREF*

### 7.2.3. Débit mesuré sur terrain

Pendant la descente sur la zone d'étude, une mesure de débit a eu lieu le 09 Novembre 2016. Le principe est de trouver un endroit dont la largeur de la rivière est plus étroite et dont la profondeur est minimum pour faciliter la mesure. Ainsi, elle a été faite un peu plus en amont du site prévu du barrage. Des habitants du village ont servi de guide. Le débit de la rivière en ce jour a été obtenu par la méthode suivante :

- chronométrer le temps que prend un flotteur pour parcourir une longueur de 10m, pour obtenir la vitesse de la rivière ;
- y prendre la mesure de quelques sections de la rivière et faire la moyenne ;
- calculer le débit  $Q$  par la formule  $Q = V \cdot S$  tel que  $V$  la vitesse de la rivière et  $S$  la section moyenne où la mesure de vitesse a été faite.

La mesure sur terrain a donné un débit égale 165 l/s.

En effet, il est évident qu'il y ait une différence avec les débits estimés car ceux calculés précédemment sont des valeurs moyennes mensuelles, tandis que le débit mesuré sur terrain est un débit ponctuel mesuré au cours du mois de Novembre.

### 7.2.1. Synthèse des résultats

Après comparaison des deux valeurs estimés, on constate que les apports mensuels donnés par la méthode CTGREF présentent des résultats peu élevés par rapport à ceux obtenus par la méthode de la station de référence. La valeur à prendre en compte pour le calcul sera la valeur moyenne des deux.

Q5s (l/s)	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
CTGREF	1144,24	913,47	826,93	326,93	182,69	129,81	115,39	100,96	76,92	72,12	158,66	759,62
S.R	1033,43	825,01	746,85	295,27	165,00	117,24	104,21	91,18	69,47	65,13	143,29	686,06
moyenne	1088,83	869,24	786,89	311,10	173,85	123,52	109,80	96,07	73,20	68,63	150,98	722,84

*Tableau 12: Valeur moyenne des apports mensuels par les deux méthodes*

## 7.3. Estimation du débit de crue

L'estimation du débit de crue est utile pour dimensionner les ouvrages constituant le réseau. Elle peut être calculée de plusieurs manières. On utilise couramment les méthodes suivantes :

- Observation de laisse de crue,

- La méthode rationnelle valable pour les bassins versants ayant une superficie ne dépassant pas 4km<sup>2</sup>,
- La méthode Louis Duret valable pour les bassins de superficie supérieure à 10km<sup>2</sup>.

Dans les projets d'aménagement hydroagricoles à Madagascar, la crue décennale est généralement utilisée comme crue de dimensionnement. Toutefois, la réhabilitation voire la reconstruction totale est devenue très fréquente. Ce qui rend le projet non rentable. De ce fait, les infrastructures doivent être classées en fonction de leur importance du point de vue socio-économique et des critères de sécurité. Il s'agit d'estimer sa durée de vie, avant que des réhabilitations ou des remplacements ne soient considérés.

Dans ce projet, il est évident que l'implantation d'un barrage augmentera le niveau d'eau en amont et élargira les zones inondables ; mais vu la morphologie de la zone d'étude, il n'y a pas assez de risque d'inondation. Sa rupture pourra éventuellement provoquer la destruction des cultures et des autres infrastructures à son aval. Néanmoins, cela ne causera pas directement des pertes de vie humaine.

Selon la norme NIHYCRI, les infrastructures hydroagricoles sont classées, selon un premier niveau de classement, en fonction de leur importance du point de vue socio-économique, qui dépend de la superficie totale des parcelles de culture que le réseau domine. Le périmètre à étudier s'étend sur 300ha. Selon cette norme, il appartient à la classe III. La crue de projet d'une telle classe, correspondant à la durée de vie du réseau d'irrigation est de 50ans. Elle sera prise comme crue de dimensionnement des ouvrages.

### 7.3.1. Méthode de Louis Duret

La formule de Louis DURET a été établie pour calculer les débits de crues dans tous les bassins versants ayant une superficie comprise entre 10 à 50 000km<sup>2</sup>. Sa formule s'exprime comme suit :

$$Q_T = K \cdot S^\alpha \cdot I^{0,32} \cdot H(24, T) \left[ 1 - \frac{36}{H(24, T)} \right]^2$$

Le bassin versant en question a une superficie de 21,93 km<sup>2</sup>. Cette formule a été simplifiée, Pour un bassin versant de superficie  $S_{BV} < 50\text{km}^2$ , la formule utilisée est la suivante :

$$Q_T = 0,009 \cdot S^{0,5} \cdot I^{0,32} H(24, T)^{1,39}$$

Avec :

- S : superficie du bassin versant [ $\text{km}^2$ ],
- I : pente du bassin versant [ $\text{m/km}$ ].

$H(24,T)$  : hauteur de pluie maximale de 24h pour une période de retour T.

La valeur des débits de crues Q en [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] pour différentes fréquences sont les suivantes :

T	5	10	25	50
Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	82,68	111,25	150,53	181,70

*Tableau 13: Débits de crue de différentes fréquences.*

### 7.3.2. Observation de la laisse de crue.

Des enquêtes menées auprès des riverains affirment que la hauteur d'eau repérée par la laisse de crue est une hauteur maximale d'il y a deux ans. Néanmoins, des niveaux d'eau plus élevés se sont apparues dans les années passées, ont affirmé des personnes âgées.

L'observation de la laisse de crue a permis de calculer un débit de crue égale à  $115,78 \text{ m}^3/\text{s}$ . Après calcul, cette valeur correspond à un débit de crue dont la période de retour est 11ans.

La pluviométrie maximale de 24h de fréquence de 11ans obtenue par l'ajustement suivant la loi de GUMBEL est de 145,4mm. Ainsi, par la formule de Louis DURET, le débit de crues correspondant à une période de retour de 11 ans est égale à  $115,24 \text{ m}^3/\text{s}$ . Les calculs sont détaillés en annexe III.

## CHAPITRE 8. ETUDE DES BESOINS EN EAU

Le mode d'irrigation est gravitaire. La riziculture est en submersion. Pour la culture d'agrumes, on utilise des raies qui seront remplies d'eau pour garder l'humidité du sol aux alentours du pied de l'agrumes.

L'étude des besoins en eau permet de quantifier l'eau nécessaire au développement de la plante et aux pratiques culturales. Son but est de faire ressortir le débit fictif continu et de dimensionner les ouvrages d'irrigation, tels que les canaux, les prises, les partiteurs, etc... Les différents paramètres devant être connus avant d'aborder le calcul sont: l'évapotranspiration, le coefficient cultural, la pluie efficace, le calendrier et la pratique culturale.

Pour ce présent travail, deux méthodes seront alors utilisés :

- Calcul par la méthode classique en utilisant différentes formules,
- Calcul par le logiciel CROPWAT.

### 8.1. Etude des besoins en eau par la méthode classique.

Pour la méthode classique, les besoins en eau à estimer sont les besoins en eau de la plante et les besoins pour la pratique culturale.

#### 8.1.1. Besoin en eau de la plante

Le besoin en eau de la plante est donné par la formule :

$$B_{pl} = K_c \cdot ETP - P_e$$

Avec :

- $K_c$  : Coefficient cultural,
- ETP : Evapotranspiration potentielle [mm],
- $P_e$  : Pluie efficace en mm = environ 80% de la pluviométrie enregistrée.

Avant de déterminer la valeur du besoin en eau cultural, il faut déterminer tous les paramètres nécessaires.

##### 8.1.1.1. L'évapotranspiration

L'évapotranspiration potentielle est la quantité d'eau perdue par une végétation en phase active de croissance recouvrant totalement un sol et dont l'alimentation hydrique est optimale. La valeur de ce paramètre peut être évaluée par de différentes Formules.

### ➤ Formule de BLANEY CRIDDLE

L'emploi de cette formule sera réservé aux cas où l'on ne dispose que la température. Elle se traduit comme :

$$ETP = (15 + 0,84t) \frac{h}{100}$$

Avec

- ETP : Evapotranspiration potentielle mensuelle, [mm],
- t : température moyenne mensuelle du mois considéré [°C],
- h : durée mensuelle du jour exprimée, en fonction de la latitude et de la période de l'année[h].

Le résultat de l'ETP selon la formule de BLANEY CRIDDLE est récapitulé dans le tableau suivant :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP [mm]	253,5	215,5	250,4	228,7	229,6	214,0	208,6	206,9	217,8	242,8	246,5	254,2

*Tableau 14: ETP mensuelles par la formule de BLANEY CRIDDLE*

### ➤ Méthode du bilan THORNTHWAITE

Cette méthode permet de travailler au pas de temps mensuel ou décadaire. Elle consiste dans un premier temps à calculer l'évapotranspiration potentielle (ETP), que l'on peut assimiler au pouvoir évaporant de l'atmosphère. On calcule ensuite l'évapotranspiration réelle (ETR) en comparant l'ETP et les ressources en eau disponibles pour l'évaporation et la transpiration. En effet, même si le potentiel en évapotranspiration est élevé, il faut que de l'eau soit disponible pour permettre l'évapotranspiration. Cette disponibilité en eau est estimée à l'aide de la réserve facilement utilisable (RFU), qui est une réserve conceptuelle : elle n'a pas de réalité physique, même si l'on pourrait assimiler la RFU à la quantité d'eau stockée dans les premiers mètres du sol.

La formule utilisée est la suivante :

$$ETP = 1,6 \left( \frac{10 t}{TE} \right)^a$$

Avec

- ETP : évapotranspiration potentielle mensuelle [cm],

- $t$  : température [°C],
- $TE$  : l'indice thermique annuel.

La valeur de l'ETP selon la formule de Thornthwaite est présentée dans le tableau suivant :

	ETP mensuelle [cm]	Etp mensuelle [mm]	etp [mm/jr]
Janvier	9,17	91,67	3,06
Février	7,29	72,90	2,43
Mars	8,76	87,58	2,92
Avril	7,07	70,71	2,36
Mai	6,30	62,97	2,10
Juin	5,38	53,78	1,79
Juillet	4,19	41,93	1,40
Août	4,08	40,83	1,36
Septembre	5,83	58,28	1,94
Octobre	7,81	78,15	2,60
Novembre	9,33	93,33	3,11
Décembre	9,25	92,50	3,08

*Tableau 15: ETP mensuel par la formule de THORNTHWAITE*

Le détail de calcul ainsi que la valeur des paramètres de Thornthwaite sont présentés en annexe IV

### ➤ Synthèse de résultat

La formule de Thornthwaite considère plus de paramètre se rapportant au climat par rapport à celle de Blaney Criddle. Sa valeur s'approche alors de la réalité et sera prise en compte dans la suite du calcul.

#### 8.1.1.2. Pluie efficace

La pluie efficace est fonction de la pluviométrie tombée dans la zone d'étude. Elle est donnée par la formule :

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

Les valeurs des pluies efficaces mensuelles sont enregistrées dans le tableau suivant :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
$P_{\text{efficace}}$ (mm)	100,00	100,00	100,00	62,14	18,06	3,10	4,08	4,03	11,86	47,48	100,00	100,00

*Tableau 16: Valeurs mensuelle des pluies efficaces*



### 8.1.1.3. Calendrier cultural

C'est à partir des conditions climatiques et le type de culture effectué que le calendrier cultural est organisé. Néanmoins, la date de repiquage est déduite à partir des résultats des enquêtes menées sur terrain.

#### ➤ Pour la riziculture

La pratique de deux campagnes rizicoles est envisagée pour la culture de bas-fond. Le repiquage est étalé sur un mois.

##### ➤ Campagne rizicole 1 : « vary aloha »

Pour le riz contre-saison ou « vary aloha », la date de repiquage commence le mois d'Août. La récolte est à partir du mois de Décembre pour une culture de 5 mois.

##### ➤ Campagne rizicole 2 : « vary vaky ambiaty »

Le repiquage du riz de saison ou « vary vaky ambiaty » commence le mois de Février et la récolte le mois de juin.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
campagne 1								Repiquage init	croiss	M.S	M.S A.S	A.S Récolte
campagne 2		Repiquage init	croiss	M.S	M.S A.S	A.S Récolte						

*Tableau 17: Calendrier cultural de la riziculture par la méthode classique*

Avec :

- init : Phase initiale,
- croiss : Phase de croissance,
- M.S : mi- saison,
- A.S : arrière-saison.

#### ➤ Pour la culture d'agrumes

Avant la récolte, plusieurs stades végétatifs sont constatés et cela peut prendre cinq à dix ans selon la nature de la plante et les conditions climatiques de la zone. Pour le cas présent, elle atteint sept ans. Une fois l'âge de maturation est atteint, la récolte se fait le mois de Juin. A partir du mois de Juillet au mois de Septembre, la plante est en phase de croissance. La

floraison commence dans la troisième décennie du mois Septembre, cela atteint environ deux mois. Son développement dure cinq mois. En effet, la culture d'agrumes est irriguée tout au long de l'année.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
culture d'agrumes	M.S	M.S	A.S	A.S	A.S	récolte	init	int	croiss	croiss	croiss	M.S

*Tableau 18: Calendrier cultural de la culture d'agrumes par la méthode classique.*

Avec :

- init : Phase initiale,
- croiss : Phase de croissance,
- M.S : mi- saison,
- A.S : arrière-saison.

Remarque :

La phase initiale et la phase de croissance comprend : la germination, la levée de la plantule, le tallage et l'élongation de la talle.

La mi- saison comprend la montaison, l'épiaison et la floraison.

L'arrière-saison est la phase de maturation.

#### 8.1.1.4. Coefficient cultural

Le coefficient cultural noté  $K_C$  dépend de la plante, du stade végétatif, ainsi que l'occupation du sol.

##### ➤ Pour la riziculture

Le coefficient cultural est lié au stade végétatif de la plante, il varie de 1,1 à 0,80 du stade de repiquage jusqu'au stade de la récolte; les valeurs de  $K_C$  pour la riziculture se résument dans le tableau suivant :

	1 <sup>er</sup> mois	2 <sup>ème</sup> mois	3 <sup>ème</sup> mois	4 <sup>ème</sup> mois	5 <sup>ème</sup> mois
mois	1,10	1,10	1,05	1,00	0,80

*Tableau 19: Valeurs des coefficients culturaux de la riziculture*

Source : Cours hydraulique agricole, Mr J. Donné RASOLOFONIAINA

### ➤ Pour la culture d'agrumes

Les agrumes puisent leurs besoins en eau du sol qui joue le rôle de réservoir. Pendant la saison de pluie, l'irrigation par le réseau gravitaire s'arrête car les précipitations suffisent pour le développement de la plante. Mais lorsque les températures commencent à s'élever et la saison devient sèche, les besoins en eau s'accroissent et l'apport supplémentaire d'eau s'impose.

Les apports d'eau nécessaires à la bonne fructification des arbres dépendent de plusieurs facteurs dont notamment :

- l'âge de la plante,
- les conditions climatiques,
- le stade de la croissance,
- le type de sol,
- le mode d'irrigation envisagé et son efficacité.

<sup>2</sup>Les coefficients cultureux sont variables essentiellement selon le caractère plus ou moins localisé de l'irrigation, le taux de couverture du sol par la culture, le mode de conduite (verger, sol nu ou enherbé).

La valeur des coefficients cultureux est récapitulée dans le tableau suivant :

couverture par la culture	mode de conduite	floraison	Floraison-récolte
couverture du sol à 70%	sol nu	0,55	0,60
	sol enherbé	0,80	0,85
couverture du sol à 50%	sol nu	0,50	0,55
	sol enherbé	0,80	0,85
couverture du sol à 30%	sol nu	0,40	0,45
	sol enherbé	0,90	0,95

*Tableau 20: Valeurs des coefficients cultureux de la culture d'agrumes*

*Source : FAO*

### 8.1.2. Besoins en eau correspondant aux pratiques culturales

Le besoin en eau correspondant à la pratique culturale de l'agrumes est négligeable. Ainsi, seules les pratiques culturales pour la riziculture seront prises en compte. Les opérations exigées sont les suivantes :

### 8.1.2.1. La mise en boue (MB)

La mise en boue s'effectue quelques jours avant le repiquage. Elle consiste à saturer le profil qui situe entre la surface du sol et la nappe. La quantité d'eau apportée varie en fonction de la nature pédologique du sol, 100mm à 200mm par m<sup>2</sup>. Pour un sol limoneux argileux, la lame d'eau nécessaire est de l'ordre de 150mm.

### 8.1.2.2. Remplissage des clos (RP)

Le remplissage des clos s'effectue après le repiquage. Cette opération consiste à rendre uniforme le plan d'eau dans la rizière. La quantité d'eau nécessaire varie suivant le mode de la culture :

- 100 mm pour la culture traditionnelle
- 20 à 50 mm pour le système de riziculture intensif ou S.R.I, (plan de 8 à 15 jours maximum + utilisation intensive d'engrais)

### 8.1.2.3. Mise à sec (ASSEC)

Effectuée avant et après le sarclage. Le sarclage consiste à enlever les mauvaises herbes, mais du point de vue agronomique, le fait de sarcler le riz donne une oxygénation de la plante.

Il s'agit ici de vider le casier pendant le sarclage puis on ramène la quantité d'eau équivalente à celle apportée pendant le remplissage des clos.

### 8.1.2.4. Entretien (EN)

L'entretien est effectué après le sarclage jusqu'à la récolte. L'opération consiste à renouveler 50% de la quantité d'eau jusqu'à la récolte pour avoir une oxygénation de l'eau dans les parcelles.

## 8.1.3. Besoin brute

Le besoin net n'est autre que le besoin réel des parcelles. Il est obtenu en faisant la somme des valeurs calculées à partir des besoins en eau de la plante et les besoins de la pratique culturale. La formule est la suivante :

$$BB = 10 \times [BP + MB + RP + ASSEC + EN]$$

Avec :

- BB : le besoin brut en [m<sup>3</sup>/ha],
- BP : besoin de la plante en [mm],
- MB : valeur du besoin correspondant à la mise en boue en [mm],

- RP : lame d'eau liée au remplissage des clos en [mm],
- ASSEC : hauteur d'eau nécessaire à l'assec en [mm],
- EN : valeur du besoin correspondant à l'entretien en [mm].

#### 8.1.4. Besoin net

Le besoin net est le besoin qui assure le besoin réellement utilisé par la parcelle en considérant les pertes dans le réseau. Il est obtenu en appliquant une efficacité globale qui est le rapport entre le besoin des plantes et le volume prélevé en tête du réseau. Il varie en général de 0.5 à 0.9. Pour notre cas on va prendre une valeur égale à 0,8 compte tenu de la bonne texture du sol.

Ainsi la formule est

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

Avec :

- BB : le besoin brut de l'irrigation (mm) et E : l'efficacité.

#### 8.1.5. Débit fictif continu.

Le débit fictif continu est le débit qui, fourni d'une façon continue 24 heures sur 24 heures, permettrait de satisfaire les besoins d'une période donnée pour la surface unitaire. Il est exprimé en l/s/ha. Sa formule est la suivante :

$$dfc = \frac{\text{Besoin mensuel en m}^3 * 1000}{3600 * 24 * 30}$$

##### 8.1.5.1. Pour la riziculture

Le débit fictif continu des campagnes rizicoles avec les besoins cités précédemment sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

## ➤ Campagne rizicole 1

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP [mm]	131,13	104,3	125,28	100,52	89,86	77,07	60,12	57,86	82,93	111,67	133,36	132,32
Pe [mm]	100,00	100,00	100,00	62,14	18,06	3,10	4,08	4,03	11,86	47,48	100,00	100,00
Kc								1,10	1,10	1,05	1,00	0,80
Bpl [mm]								59,62	79,36	69,77	33,36	5,86
MB[mm]								150,00				
RP[mm]									100,00			
ASSEC[mm]										100,00		
EN[mm]											50,00	50,00
BN [mm]								209,62	179,36	169,77	83,36	55,86
BN [m3]								2096,16	1793,63	1697,74	833,60	58,56
BB[m3]								2994,51	2562,33	2122,17	1042,00	73,20
Dfc [l/s/ha]								1,12	0,99	0,79	0,40	0,03

## ➤ Campagne rizicole 2

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP [mm]	131,13	104,3	125,28	100,52	89,86	77,07	60,12	57,86	82,93	111,67	133,36	132,32
Pe [mm]	100,00	100,00	100,00	62,14	18,06	3,10	4,08	4,03	11,86	47,48	100,00	100,00
Kc		1,10	1,10	1,05	1,00	0,80						
Bpl [mm]		14,73	37,81	43,41	71,80	58,56						
MB[mm]		150,00										
RP[mm]			100,00									
ASSEC[mm]				100,00								
EN[mm]					50,00	50,00						
BN [mm]		164,73	137,81	143,41	121,80	108,56						
BN [m3]		1647,3	1378,08	1434,06	1218	1085,56						
BB[m3]		2059,125	1722,6	1792,575	1522,5	1356,95						
Dfc [l/s/ha]		0,85	0,64	0,69	0,57	0,52						

*Tableau 21: Valeurs des besoins et du débit fictif continu pour la riziculture*

### 8.1.5.2. Pour la culture d'agrumes

Le débit fictif continu ainsi que les besoins de la pour la culture d'agrumes sont résumés dans le tableau suivant :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP [mm]	131,13	104,3	125,28	100,52	89,86	77,07	60,12	57,86	82,93	111,67	133,36	132,32
Pe [mm]	100,00	100,00	100,00	62,14	18,06	3,10	4,08	4,03	11,86	47,48	100,00	100,00
Kc	0,00	0,00	0,00	0,45	0,45	0,45	0,40	0,40	0,40	0,40	0,00	0,00
Bpl [mm]	0,00	0,00	0,00	16,91	20,80	19,10	19,97	21,80	21,31	2,81	0,00	0,00
BN [m3]	0,00	0,00	0,00	169,06	208,00	191,00	199,68	218,00	213,12	28,12	0,00	0,00
BB[m3]	0,00	0,00	0,00	192,11	236,36	217,05	226,91	247,73	242,18	31,95	0,00	0,00
Dfc [l/s/ha]	0,00	0,00	0,00	0,22	0,27	0,25	0,26	0,29	0,28	0,04	0,00	0,00

*Tableau 22 : Valeurs des besoins et du débit fictif continu pour la culture d'agrumes*

## 8.2. Etude des besoins en eau par le logiciel CROPWAT

### 8.2.1. Présentation du logiciel CROPWAT

CROPWAT est un programme informatique qui a été créé par Martin Smith du service des eaux AGLW-FAO. Il permet de calculer les besoins en eau des cultures, et les besoins en irrigation à partir de données climatiques et culturales. De plus, le programme permet d'établir des calendriers d'irrigation pour différentes conditions de gestion, et de calculer l'approvisionnement en eau de périmètres pour divers assolements. Pour le calcul des besoins en eau des cultures, CROPWAT a besoin des données d'évapotranspiration (ET<sub>o</sub>). L'utilisateur doit introduire des données de température, d'humidité, de vitesse du vent et d'insolation qui permettent à CROPWAT de calculer ET<sub>o</sub>. Les données de précipitations sont également nécessaires et sont considérées par CROPWAT pour calculer les précipitations efficaces, les besoins en eau et pour établir les calendriers. Les valeurs des apports pluviométriques mensuels prises pour ce faire, concernent celles qui se rapportent à la période moyenne et à l'année déficitaire (sèche), de 5 ans de période de retour. Finalement, des données culturales sont nécessaires pour les calculs des besoins en eau. L'avantage de ce logiciel est que les valeurs données sont des valeurs décennales, ce qui donne plus de certitude dans les résultats.

### 8.2.2. Calcul de l'évapotranspiration ET0

La formule utilisée par CROPWAT pour le calcul de l'ET0 est celle de Penman-Monteith.

ET0 Penman-Monteith par mois - C:\ProgramData\CROPWAT\data\climate\tsdidy2.PEM

Pays Madagascar Station Tsiroanomandidy

Altitude 1078 m. Latitude 18.80 °S Longitude 46.00 °E

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures	Ray. MJ/m²/jour	ET0 mm/jour
Janvier	16.2	28.1	75	173	7.7	22.7	4.76
Février	16.8	30.1	76	173	7.7	22.2	4.82
Mars	17.6	27.6	71	173	7.5	20.5	4.45
Avril	14.1	26.3	61	173	9.3	20.7	4.32
Mai	13.9	24.0	59	173	8.4	17.0	3.52
Juin	11.8	24.2	60	173	7.8	15.1	3.20
Juillet	10.1	21.2	58	173	8.2	16.1	3.10
Août	10.5	21.5	53	173	8.7	18.7	3.61
Septembre	12.4	24.6	46	173	9.4	22.3	4.61
Octobre	14.2	31.9	48	173	10.8	26.4	6.10
Novembre	17.5	30.2	56	173	9.1	24.7	5.78
Décembre	16.5	30.1	68	173	8.5	24.0	5.40
Moyenne	14.3	26.6	61	173	8.6	20.9	4.47

Figure 1 : Les paramètres utilisés par le logiciel CROPWAT et les valeurs de l'ET0

Source : logiciel CROPWAT

### 8.2.3. La pluie efficace

Pour les productions agricoles, les précipitations efficaces se réfèrent à la part des précipitations que peuvent effectivement utiliser les plantes. La totalité des précipitations n'est pas disponible pour les cultures, puisqu'en effet, une partie est perdue par Ruissellement (RO), et Percolation en profondeur (DP). La formule prise par CROPWAT pour calculer la pluie efficace est celle du service USDA conservation des sols donnée comme suit :

Service USDA conservation des sols

$$\begin{aligned} \text{Peff} &= (P * (125 - 0.2 * P)) / 125 && \text{pour } P \leq 250 \text{ mm} \\ \text{Peff} &= 125 + 0.1 * P && \text{pour } P > 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Figure 2: Formules de la pluie efficace utilisée par le logiciel CROPWAT

Source : logiciel CROPWAT



Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Pluie mm	Pluie eff. mm
Janvier	314.2	156.4
Février	216.6	141.5
Mars	196.6	134.8
Avril	77.7	68.0
Mai	22.6	21.8
Juin	3.9	3.9
Juillet	5.1	5.1
Août	5.1	5.1
Septembre	14.8	14.4
Octobre	59.6	53.9
Novembre	141.6	109.5
Décembre	245.0	149.0
Total	1302.8	863.4

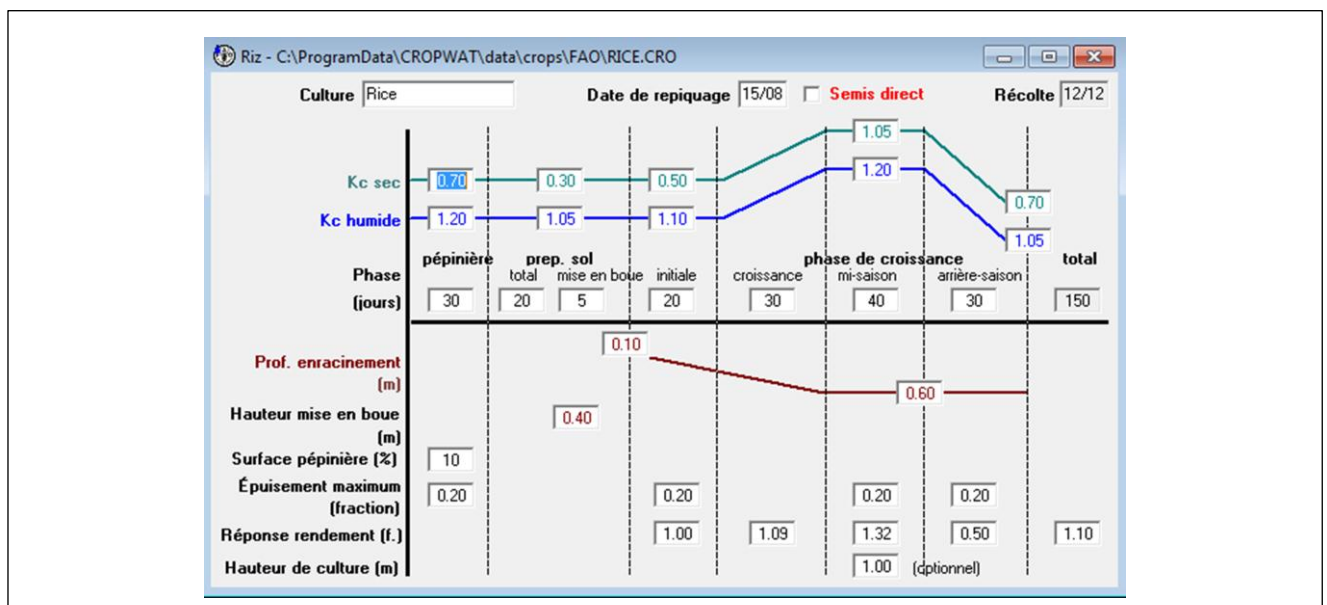
*Figure 3 : Valeurs des pluies efficaces par le logiciel CROPWAT*

*Source : logiciel CROPWAT*

#### 8.2.4. Coefficient cultural et calendrier cultural

Les différentes valeurs de  $K_c$  utilisées par CROPWAT, les différentes phases de croissance ainsi que les différents paramètres, tels que la profondeur d'enracinement, la réponse au rendement,... sont présentés dans le tableau suivant :

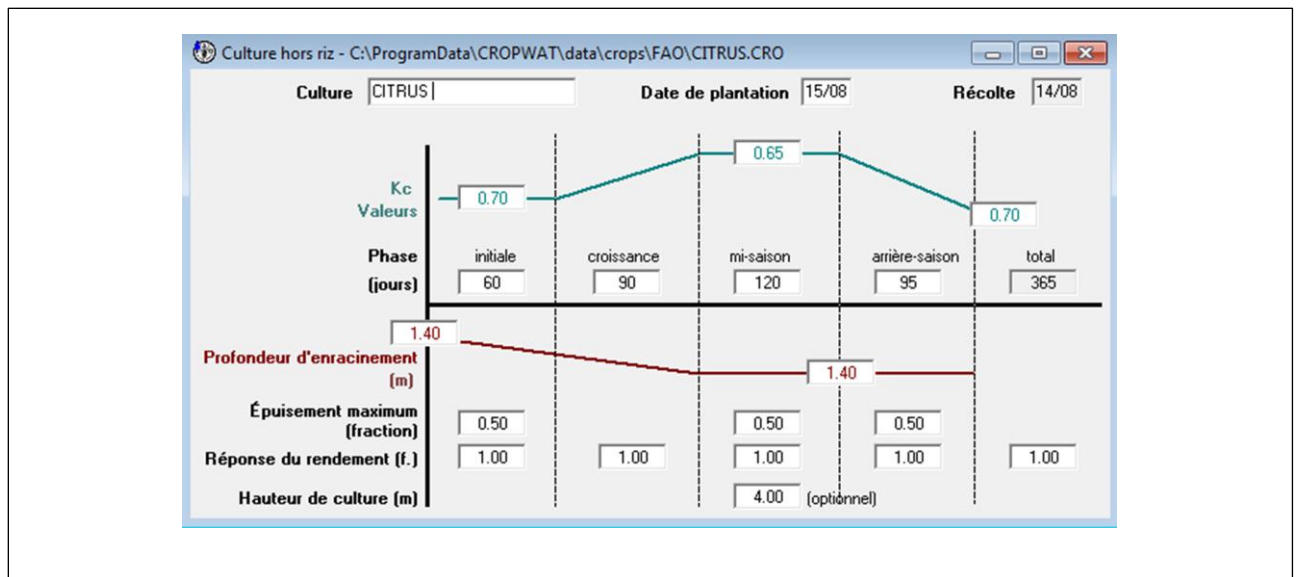
➤ Pour la riziculture



*Figure 4 : Coefficient cultural et calendrier cultural de la riziculture selon CROPWAT*

*Source : logiciel CROPWAT*

## ➤ Pour l'agrumes



*Figure 5 : Coefficient cultural et calendrier cultural de la culture d'agrumes selon CROPWAT*

*Source : logiciel CROPWAT*

### 8.2.5. Besoin en eau et dfc

Pour la riziculture, la date de repiquage est la même que celle considérée par la méthode classique. La période de repiquage est étalée sur un mois, le mois d'Août- septembre pour la première campagne rizicole et le mois de mars pour la deuxième.

De même pour la culture d'agrumes, le cycle de développement de la plante commence le mois de Juillet-Aout, juste après la récolte de la saison précédant.

➤ Pour la riziculture :

## ➤ Campagne rizicole 1

		Juillet			Août			Septembre			Octobre			Novembre			Décembre		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
besoins décadaires [mm]	01-juil	1,60	119,30	159,10	29,50	38,20	54,69	46,60	51,60	52,90	55,00	57,20	55,50	34,80	23,10	3,50			
	10-juil		1,70	127,70	175,20	91,88	58,10	45,00	50,00	52,40	55,10	57,30	55,80	37,20	26,20	18,20	0,00		
	20-juil			95,80	59,57	178,50	85,60	43,80	48,10	50,10	54,10	56,80	55,30	37,00	28,50	21,30	13,20	0,00	
	30-juil			0,40	96,10	31,00	186,30	36,20	38,30	46,20	46,90	51,80	52,80	54,90	57,00	55,20	34,10	22,50	13,70
	moyenne	1,60	60,50	95,75	90,09	84,90	96,17	42,90	47,00	50,40	52,78	55,78	54,85	40,98	33,70	24,55	15,77	11,25	13,70
BN[m3/ha]		16	605	958	901	849	962	429	470	504	528	558	549	410	337	246	158	113	137
BB[m3/ha]		20	756	1197	1126	1061	1202	536	588	630	660	697	686	512	421	307	197	141	171
dfc[l/s/ha]		0,02	0,88	1,39	1,30	1,23	1,39	0,62	0,68	0,73	0,76	0,81	0,79	0,59	0,49	0,36	0,23	0,16	0,20
moyenne dfc[l/s/ha]		0,76			1,31			0,68			0,79			0,48			0,20		

## ➤ Campagne rizicole 2

		Janvier			Février			Mars			Avril			Mai			Juin		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
besoins décadaires [mm]	01-févr	0,00	91,90	123,40	1,70	3,20	0,00	1,30	0,80	14,90	19,10	26,30	28,70	30,90	32,20	34,50			
	10-févr		0,00	94,90	90,20	3,20	0,00	0,10	0,00	14,20	19,10	26,30	28,70	31,90	34,00	36,40	28,20		
	20-févr			90,60	0,00	91,70	0,00	0,00	0,00	12,60	18,30	26,10	28,60	31,70	34,80	38,30	33,40	30,00	
	02-mars			0,60	90,60	1,50	90,00	0,00	0,00	11,20	17,00	25,40	28,40	31,50	34,70	39,20	35,00	34,90	29,40
	moyenne	0,00	45,95	77,38	45,63	24,90	22,50	0,35	0,20	13,23	18,38	26,03	28,60	31,50	33,93	37,10	32,20	32,45	29,40
BN[m3/ha]		0	460	774	456	249	225	4	2	132	184	260	286	315	339	371	322	325	294
BB[m3/ha]		0	574	967	570	311	281	4	3	165	230	325	358	394	424	464	403	406	368
dfc [l/s/ha]		0,00	0,66	1,12	0,66	0,36	0,33	0,01	0,00	0,19	0,27	0,38	0,41	0,46	0,49	0,54	0,47	0,47	0,43
moyenne dfc[l/s/ha]		0,59			0,45			0,07			0,35			0,49			0,45		

Tableau 23 : Besoin en eau et débit fictif continu de la riziculture par le logiciel CROPWAT

## ➤ Pour l'agrumes

		Janvier			Février			Mars			Avril			Mai			Juin		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
besoins décadaires [mm]	20-avr	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	8,90	13,30	17,70	21,20	20,00	21,90	21,10
	01-mai	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,50	8,20	13,30	17,70	21,20	20,00	21,90	21,20
	10-mai	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,30	8,10	10,00	17,70	21,20	20,00	21,90	21,20
	20-mai	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,20	7,90	12,40	14,50	21,20	20,00	21,90	21,20
	30-mai	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,00	7,80	12,30	16,80	15,60	20,00	21,90	21,20
	10-juin	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,10	7,80	12,40	16,80	20,20	16,90	21,90	21,20
	moyenne	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,77	8,12	12,28	16,87	20,10	19,48	21,90	21,18
BN[m3/ha]		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	38	81	123	169	201	195	219	212
BB[m3/ha]		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47	101	154	211	251	244	274	265
dfc[l/s/ha]		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,12	0,18	0,24	0,29	0,28	0,32	0,31
moyenne dfc[l/s/ha]		0,00			0,00			0,00			0,06			0,24			0,30		

		Juillet			Août			Septembre			Octobre			Novembre			Décembre		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
besoins décadaires [mm]	20-avr	19,8	19,3	22,6	21,7	22,8	26,2	25,1	26,4	24,2	22,8	21,8	17,8	4,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	01-mai	20,0	19,5	22,7	21,8	23,0	26,4	25,2	26,6	24,2	22,7	21,7	17,7	4,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	10-mai	20,1	19,6	22,9	22	23,1	26,5	25,3	26,7	24,2	22,6	21,5	17,5	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	20-mai	20,1	19,7	23	22,1	23,2	26,6	25,5	26,8	24,3	22,7	21,3	17,3	3,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	30-mai	20,1	19,7	23,2	22,3	23,4	26,8	25,6	26,9	24,5	22,8	21,4	17,1	3,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	10-juin	20,1	19,7	23,2	22,4	23,6	27,0	25,8	27,2	24,7	23,0	21,7	17,2	3,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	moyenne	20,03	19,58	22,93	22,05	23,18	26,58	25,42	26,77	24,35	22,77	21,57	17,43	3,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
BN[m3/ha]		200	196	229	221	232	266	254	268	244	228	216	174	39	0	0	0	0	0
BB[m3/ha]		250	245	287	276	290	332	318	335	304	285	270	218	48	0	0	0	0	0
dfc[l/s/ha]		0,29	0,28	0,33	0,32	0,34	0,38	0,37	0,39	0,35	0,33	0,31	0,25	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
moyenne dfc[l/s/ha]		0,30			0,35			0,37			0,30			0,02			0,00		
dfc pointe[l/s/ha]		0,39																	

*Tableau 24 : Besoin en eau et débit fictif continu de la culture d'agrumes par le logiciel CROPWAT*

### 8.3. Comparaison des dfc par les deux méthodes.

Les tableaux suivants résument le résultat des dfc calculés par la méthode classique, utilisant les différentes formules et celui donné par le logiciel CROPWAT. C'est la moyenne des dfc décadaire de CROPWAT qui sera comparé avec les résultats mensuels de la méthode classique.

➤ Pour la riziculture

DFC [l/s/ha]	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
CROPWAT	0,59	0,45	0,07	0,35	0,49	0,45	0,76	1,31	0,68	0,79	0,48	0,20
méthode classique		0,85	0,64	0,69	0,57	0,52		1,12	0,99	0,79	0,40	0,26

*Tableau 25 : Comparaison des dfc de la riziculture*

➤ Pour l'agrumes

DFC [l/s/ha]	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
CROPWAT	0,00	0,00	0,00	0,06	0,24	0,30	0,30	0,35	0,37	0,30	0,02	0,00
méthode classique	0,00	0,00	0,00	0,00	0,22	0,27	0,25	0,26	0,29	0,28	0,04	0,00

*Tableau 26 : Comparaison des dfc de la culture d'agrumes*

On constate que la valeur du débit fictif continu donné par le logiciel CROPWAT est plus élevée. Cela s'explique par le nombre de paramètres qui y sont pris en compte. Plus nombreux sont les paramètres considérés, plus le résultat est plus fiable. Pour raison de sécurité et de fiabilité, dans la suite du calcul, les résultats donnés par le logiciel seront utilisés.

### 8.4. Adéquation ressources-besoins

Le besoin décadaire pour une culture est donné par la formule :

$$B = dfc \times Surface$$

Dans le cas présent, le besoin total dans une décade est la somme des besoins des campagnes rizicoles et de la culture d'agrumes dans cette même décade.

Il faut ensuite vérifier si les ressources disponibles pourraient satisfaire les besoins en eau pendant cette même période. En effet, il faut que ces besoins soient inférieurs aux apports pour que l'irrigation soit assurée. Les apports considérés sont ceux en année quinquennale sèche.

Les besoins par culture, les besoins totaux, les apports mensuels et les réserves sont récapitulés dans les tableaux suivants :

		Janvier			Février			Mars			Avril			Mai			Juin		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
besoin [l/s]	agrumes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	16	25	24	41	39	44	43
	campagne 1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	campagne 2	0	106	179	106	58	52	1	0	31	43	60	66	73	79	86	75	75	68
besoins totaux décennaux	A-C1-C2	0	106	179	106	58	52	1	0	31	43	68	83	98	113	127	114	119	111
besoins totaux mensuels	A-C1-C2	95,16			71,78			10,63			64,35			112,36			114,81		
Q5s[l/s]		1088,84			869,24			786,89			311,10			173,85			123,52		
réserve [l/s]		993,68			797,46			776,26			246,75			61,49			8,71		

		Juillet			Août			Septembre			Octobre			Novembre			Décembre		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
besoin [l/s]	agrumes	41	40	46	45	28	54	51	49	53	36	46	45	8	0	0	0	0	0
	campagne 1	4	26	222	19	27	34	66	27	22	43	3	34	95	78	57	36	26	32
	campagne 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
besoins totaux décennaux	A-C1-C2	44	65	114	128	55	87	117	76	30	80	49	78	103	78	57	36	26	0
besoins totaux mensuels	A-C1-C2	74,59			90,18			74,33			69,13			79,17			31,27		
Q5s[l/s]		109,80			96,07			73,20			68,63			150,98			722,84		
réserve [l/s]		35,22			5,89			-1,13			-0,51			71,80			691,57		

Tableau 27 : Adéquation ressource besoin.

Il ressort de ces tableaux que la ressource en eau disponible satisfait largement les besoins de la totalité du périmètre pour le bas-fond et pour le plateau pour le riz de saison c'est-à-dire le mois de Février. Pour la culture contre saison, la quantité d'eau est insuffisante. Des déficits sont constatés le mois de Septembre et Octobre. Face à cette insuffisance de ressource en eau, quelques variantes sont proposées.

L'irrigation de l'agrumes ne peut être suspendue uniquement pendant ces deux mois déficitaires car elle doit être continue durant toute l'année. La ressource en eau ne suffirait pas pour la culture contre saison.

## **8.5. Proposition et choix retenu**

### **8.5.1. Barrage de retenu**

La première solution proposée est d'augmenter la hauteur du barrage pour qu'il stocke un certain volume correspondant au besoin durant les mois déficitaires, afin de le libérer ensuite pendant ces périodes. Le barrage fonctionnera comme un barrage de retenu. Cette solution est possible car la pluviométrie annuelle est largement suffisante. C'est sa répartition temporelle qui fait que le débit soit insuffisant pendant les mois de Septembre et Octobre.

Cependant, le rehaussement du niveau de la crête implique aussi une élévation du prix de l'ouvrage.

### **8.5.2. Adoption des cultures de contre saison : chou, tomate, et autre.**

Le besoin en eau de la riziculture est très élevé par rapport aux autres types de culture comme les choux, les tomates, les haricots, les pommes de terre, et autre. Puisque le problème se pose sur l'insuffisance de ressource en eau, l'adoption des cultures autres que la riziculture sera une des solutions proposées pendant les mois déficitaires. En effet, cette solution sanctionne entièrement la première campagne rizicole car elle ne peut être adoptée uniquement que pendant les mois déficitaires mais durant toute la première campagne. Quelques parcelles seulement profiteront de cette dernière et cette situation causera des conflits entre les bénéficiaires.

Toutefois, cette solution n'est pas crédible car la Commune possède une étendue de plateau sur laquelle ces cultures sont déjà pratiquées. D'ailleurs, les bénéficiaires affirment que c'est le paddy qui est plus bénéfique pour eux.



### 8.5.3. Pratique d'une tour d'eau

Afin de garder le maximum de surface irriguée pour la riziculture, sans avoir aucun impact sur le prix de l'aménagement ni des conflits sur les bénéficiaires, le système de tours d'eau est proposé. Cette méthode consiste à organiser un calendrier de fermeture d'une ou deux vannes pendant les deux mois déficitaire sans nuire à la culture. Avec cette proposition, la surface cultivée restera la même et chaque parcelle aura le même traitement.

### 8.5.4. Choix retenu

Le choix à retenir doit garder le maximum de surface à irriguer tout en restant crédible. Après avoir analysé toutes les variantes proposées, c'est l'adoption du système de tour d'eau qui satisfait ces conditions. Ce sera donc le choix retenu et étudié.

## 8.6. Système du tour d'eau

Après calcul, le bas-fond pouvant être irrigué par le débit disponible du mois de septembre et octobre est à 140ha. Mais avant d'établir le calendrier d'arrosage, il faut connaître le temps de stagnation de l'eau dans les rizières. Pour le cas présent, cette hauteur est égale à 10cm. Le principe est de déterminer à combien de temps cette quantité sera épuisée par la plante et l'évapotranspiration. Cette quantité étant le besoin en eau cultural.

Ce tableau montre les besoins décadaires bruts, les besoins décadaires nets en considérant l'efficacité, les besoins bruts journaliers et le temps d'épuisement de 10cm d'eau dans les bas-fonds pour la riziculture :

	Septembre			Octobre		
Besoin net [mm/dec]	42,90	47,00	50,40	52,78	55,78	54,85
Besoin brut [mm/dec]	53,63	58,75	63,00	65,98	69,73	68,56
Besoin brut [mm/j]	5,36	5,88	6,30	6,60	6,97	6,86
temps de stagnation de 10cm [j]	19	17	16	15	14	15

*Tableau 28: Calcul du temps d'épuisement de l'eau dans les bas-fonds*

Après calcul, le temps de stagnation minimale est de 14 jours. Mais pour le cas présent, on ne va pas attendre l'épuisement total. Le bas-fond va avoir, six prises parcellaires : trois sur le canal principal en rive droite et trois sur la rive gauche. Il faut néanmoins réserver au moins un débit de 5l/s aux usagers à l'aval. Pour respecter cette condition, on va fermer une vanne de prise tous les cinq jours. L'organisation d'ouverture de vanne est montrée dans les tableaux suivants:

	01 au 05	06 au 10	11 au 15	16 au 20	21 au 25	26 au 30/31
Prise 1 RG	x	-	-	x	-	-
Prise 2 RG	-	x	-	-	x	-
Prise 3 RG	-	-	x	-	-	x
Prise 1 RD	x	-	-	x	-	-
Prise 2 RD	-	x	-	-	x	-
Prise 3 RD	-	-	x	-	-	x

*Tableau 29 : Calendrier d'organisation des tours d'eau*

x : vanne fermée,

- : vanne ouvert.

Cette organisation permettra de réduire au possible la surface à irriguer et que chaque parcelle aura son tour de suspension équitablement. Une prise par canal sera fermée pendant cinq jours et deux fois par mois. La superficie du bas-fond irriguée pendant la période d'application du tour d'eau est donnée dans le tableau suivant :

	RG	RD	Surface irriguée
Prise 1	32 [ha]	22[ha]	106[ha]
Prise 2	32[ha]	22[ha]	106[ha]
Prise 3	31[ha]	21[ha]	108[ha]
total	95[ha]	65[ha]	

*Tableau 30 : Surface totale irriguée correspondant aux prises fermées*

Si la surface maximale pouvant être irriguée est de 140ha, ce tableau montre qu'elle a été très réduite.

### **8.6.1. Adéquation ressource-besoin après application du tour d'eau**

L'application du tour d'eau ne se fait que pendant les deux mois déficitaires. Le principe de l'adéquation ressource besoin est la même que précédemment. Après calcul, le résultat est récapitulé dans le tableau suivant :

		Juillet			Août			Septembre			Octobre			Novembre			Décembre		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
besoin [l/s]	agrumes	40,6	39,7	46,5	44,7	27,5	53,8	51,5	49,0	53,2	36,4	46,2	44,8	7,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	campagne 1	3,7	25,6	221,6	19,2	27,2	33,6	44,3	18,4	15,1	29,2	2,2	22,7	94,9	78,0	56,8	36,5	26,0	31,7
	campagne 2																		
Besoins totaux	A-C1-C2	44,28	65,27	114,21	128,4	54,7	87,44	95,76	67,36	29,7	65,56	48,36	67,48	102,68	78,01	56,83	36,5	26,04	
	A-C1-C2	74,59			90,18			64,27			60,47			79,17			31,27		
Q5s[l/s]		109,80			96,07			73,20			68,63			150,98			722,84		
réserve[l/s]		35,22			5,89			8,92			8,16			71,8			691,57		

*Tableau 31 : Adéquation ressource-besoin après application du tour d'eau*



Application du tour d'eau

D'après ce tableau, l'adoption du système de tour d'eau est avantageuse car la ressource en eau est très limitée. Les débits restants pendant les deux mois déficitaires satisfont largement les besoins en eau de la première campagne rizicole et assurent également les 5l/s devant être réservés aux usagers de l'eau à l'aval voire plus.

## 8.7. Calcul des débits

### 8.7.1. Débit de pointe

La valeur maximale de ces débits est le débit fictif continu de pointe dit également  $dfc_{pointe}$ .

- Pour la riziculture, ce débit est ici égal à :

$$dfc_{pointe} = 1,39 \text{ [l/s/ha]}$$

- Pour la culture d'agrumes, ce débit est égale à :

$$dfc_{pointe} = 0,39 \text{ [l/s/ha]}$$

### 8.7.2. Débit d'équipement ( $Q_e$ )

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

- Lorsque les ressources disponibles sont limitées :

$$Q_e = dfc_{MAX}$$

- Lorsque les ressources disponibles sont largement suffisantes :

$$Q_e > dfc_{MAX}$$

Pour le cas présent, on va prendre :

$$Q_e = 1,4 \text{ [l/s/ha]}$$

### 8.7.3. Débit en tête du réseau

Le débit en tête du réseau est utilisé pour dimensionner les moyens de transport de l'eau jusqu'aux parcelles. C'est le produit entre le débit d'équipement et la surface à irriguer. Pour le cas présent, il existe deux types de culture. Alors on va prendre les  $dfc_{pointe}$  de chaque type de culture et les multiplier par chaque superficie qu'ils occupent pour éviter les surdimensionnement.

$$Q_{\text{en tête}} = Q_e \times S$$

- $Q_{\text{en tête}}$  : Débit en tête du réseau [l/s],
- $Q_e$  : Débit d'équipement [l/s/ha],
- $S$  : Surface à irriguer [ha].

Ainsi, le débit en tête est évalué comme suit:  $Q = 291 \text{ [l/s]}$  ou  $0,3 \text{ [m}^3\text{/s]}$ .

## CHAPITRE 9. Etude topographique

Lors de la reconnaissance sur terrain, il a été déduit que le site du barrage traditionnel existant peut être retenu pour le nouveau projet car il domine tous les périmètres concernés. Les levés topographiques ont été effectués par le bureau d'étude BRL Madagascar. En effet, ces levés concernent les sites probables d'implantation du barrage, les périmètres dominés et le tracé du canal.

Les données topographiques à notre disposition sont les côtes du terrain naturel.

## CONCLUSION PARTIELLE

Cette étude de ressource et de besoin a montré que la rivière Manafona a un débit largement suffisant pour assurer l'irrigation du bas-fond et du plateau. Toutefois, elle a une répartition temporelle inégale. La totalité de l'eau est suffisante, mais des lacunes sont rencontrées le mois de Septembre et Octobre. Il a fallu proposer des solutions à cette insuffisance et celle retenue est l'application du tour d'eau.

## **PARTIE III : ETUDE D'AMENAGEMENT**

## CHAPITRE 10. Diagnostic de la situation actuelle

Pour mieux comprendre la raison des aménagements proposés sur la zone d'étude, il serait nécessaire en premier lieu de présenter le périmètre, puis expliquer son fonctionnement actuel et enfin de présenter les doléances des usagers.

### 10.1. Présentation du périmètre

Le bas fond d'Andranotakatra se situe dans les deux rives de la rivière Manafona. Il s'étend sur 160ha et est en majeure partie sous riziculture pluviale. C'est un périmètre rizicole filiforme.

A l'Est de ce bas fond se trouve le plateau d'Ampandrana. Il est occupé par la plantation des mandarines greffes. Sa superficie est de 140 ha mais sa majeure partie est inexploitée actuellement. Son irrigation est assurée par des eaux de source et de ruissellement.

### 10.2. Fonctionnement actuel du périmètre

#### 10.2.1. Le bas-fond d'Andranotakatra

La majeure partie des usagers attend la pluie pour pouvoir repiquer. Néanmoins, un réseau traditionnel a été aménagé par quelques usagers en aval mais emporté à chaque crue.

La partie amont du périmètre a une superficie de 6 ha. Elle est irriguée par le réseau traditionnel actuel, formé par :

- un barrage en enrochement : un barrage en maçonnerie de moellons a été mis en place par les usagers mais cassé sur la partie en rive gauche et remplacé par des mottes de terre, il est repéré par ces coordonnées géographiques : 18°51'18.1''S et 45°46'01.9''E ;
- un canal en rive gauche fonctionnel sur 400m ;
- un canal en rive droite fonctionnel sur 600m situé immédiatement en aval du barrage.

Aucun ouvrage en dur n'a été recensé le long de ces canaux.



Ci-après une photo d'illustration du bas-fond d'Andranotakatra :



*Photo 1: Le bas-fond d'Andranotakatra*

*Source : cliché de l'auteur*

Le barrage traditionnel et le canal existant actuel sont représentés par les photos d'illustration suivantes:



*Photo 2: Le barrage traditionnel existant*

*Source : cliché de l'auteur*



*Photo 3: Canal d'irrigation existant*

*Source : cliché de l'auteur*

### **10.2.2. Plateau d'Ampandrana**

La partie Nord et la partie Sud ont chacun ses sources d'irrigation.

La partie Sud est actuellement occupée par 2400 pieds d'agrumes répartie sur 6ha. Cette surface est irriguée par des eaux de source et de ruissèlement. Le réseau irrigant cette partie est formé par :

- Un barrage de retenu en bon fonctionnement servant à stocker les eaux de pluie reçues par le petit bassin versant afin de la libérer petit à petit selon le besoin en aval,
- Un canal muni d'une bêche en bois de 4m conduisant l'eau collecté dans le petit bassin versant.

La quantité d'eau est insuffisante, ce qui explique la restriction de la surface exploitée.

Sur la partie Nord, quelques pieds d'agrumes sont également irrigués par des ruisseaux de faible débit. L'écoulement de l'eau de source et de ruissèlement est gravitaire jusqu'à la destination. Aucun ouvrage de franchissement n'est requis.



Le plateau d'Ampandrana est exposé par la photo d'illustration ci-dessous :



*Photo 4 : Le plateau d'Ampandrana*

*Source : cliché de l'auteur*

### **10.3. Les doléances des usagers**

Pendant la descente sur le terrain, un échange a été fait avec les usagers du bas-fond d'Andranotakatra et du plateau d'Ampandrana. Leurs doléances se concentrent sur le désir d'étendre les surfaces cultivées. Face à cela, ils sont prêts à contribuer aux travaux. Le Fokontany d'Ampandrana possède encore une vaste étendue de surface non exploitée. Selon leurs demandes, la plantation d'agrumes rencontre beaucoup de succès dans la Commune. C'est la ressource en eau qui limite la production actuelle. Après avoir parcouru le long de la rivière Manafona, de l'amont, dans le Fokontany Beambiaty à l'aval jusqu'au bas-fond d'Andranotakatra, plusieurs sites sont jugés favorables pour l'implantation d'un barrage de dérivation. Plus, le site est en amont, plus, la surface dominée par le barrage augmente. Toutefois, des problèmes sont rencontrés avec les propriétaires des terrains en amont du site, car ces derniers ne possèdent aucune parcelle à Andranotakatra et n'en seront pas bénéficiaires. D'autre part, la grandeur de la surface à irriguer est limitée par la disponibilité de la ressource en eau pendant la contre saison.

Après avoir analysé toutes ces situations, un schéma définitif du réseau d'irrigation a été conclu. Ainsi, il sera présenté dans le chapitre suivant.

## CHAPITRE 11. Le schéma d'aménagement

En considérant les demandes des usagers, les problèmes rencontrés et la disponibilité de la ressource en eau, le site du barrage maintenu est celui du barrage traditionnel actuel repéré par les coordonnées géographiques 18°51'18.1''S et 45°46'01.9''E. Le site est d'accès facile lors des chantiers. L'implantation du barrage entraîne une inondation sur une partie des terrains en son amont pendant l'irrigation, mais cela ne crée aucun conflit aux propriétaires car ils disposent des périmètres en aval, et seront bénéficiaires du réseau. Il s'agit donc du seul endroit favorable à la construction de l'ouvrage et dominant à la fois le périmètre et les plateaux ciblés. Puisque la rivière Manafona longe le bas-fond et le divise en deux parties, celle de la rive droite et la rive gauche, la construction de deux canaux principaux de part et d'autre des deux rives est requis: un canal principal en rive gauche et un canal principal en rive droite. Le schéma du réseau est le suivant :

- Un nouveau barrage de dérivation de longueur 25m sur le site du barrage traditionnel actuel ;
- Un avant- canal en rive droite : l'avant- canal utilisera le tracé initial en rive droite mais étiré vers la rive droite pour éviter les risques de casses. L'avant- canal est équipé d'un partiteur pour le départ du canal principal rive gauche et rive droite ;
- l'ouverture du canal principal rive droite sur une longueur totale de 4.65 km avec les ouvrages nécessaires ;
- l'ouverture du canal principal en rive gauche sur une longueur totale de 4.3 km, avec les ouvrages de franchissement et les partiteurs nécessaires déviant vers le plateau ;
- Un réseau de drainage.

### 11.1. Le barrage de dérivation

Le barrage de dérivation est un ouvrage placé transversalement à la rivière pour relever le niveau d'eau à son amont et d'en dévier une partie pour satisfaire les besoins du périmètre à dominer pendant la période d'irrigation. En période de crue, il doit permettre d'évacuer les eaux excédentaires à son aval.

Il existe deux types de barrage de dérivation selon son fonctionnement :

- Le barrage mobile : Ce sont des barrages provisoires mis en place, en période d'étiage, pour élever le plan d'eau de la rivière afin d'irriguer les périmètres à

desservir. Ils sont mobiles car ils sont enlevés au moment des crues. Ces barrages peuvent être à vannes, à poutrelles ou à aiguilles submersibles ou non,

- Le barrage fixe : Un barrage fixe est en béton, en maçonnerie de moellons, ou en béton cyclopéen permanent, résistant à la poussée de l'eau par son propre poids.

### **11.1.1. Caractéristique du barrage**

#### **11.1.1.1. Profil du barrage**

Dans ce présent travail, le type adopté est le barrage fixe. Pour raison économique tout en assurant sa stabilité, il sera en béton cyclopéen. Mais pour assurer la cohésion des matériaux de construction et pour garantir son imperméabilité, l'ouvrage sera enveloppé d'un béton armé. Il a été dimensionné de manière à :

- Pouvoir dévier les eaux de la rivière Manafona d'un débit de  $Q = 0,3\text{m}^3/\text{s}$  vers la prise principale;
- Permettre le passage des eaux d'une crue de fréquence de 50ans à un débit estimé à environ  $181,70\text{m}^3/\text{s}$ .

Le profil opté est le profil CREAGER posé sur un radier général en béton armé fondé sur pieux battus. Ce choix a été pris afin de faciliter la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau sur son parement aval et d'assurer la stabilité de l'ensemble par rapport au renversement et soulèvement par sous-pression. Il permet d'éviter le décollement de la lame d'eau du parement aval et le choc que cela cause.

Deux systèmes de chasse seront mis en place : sur la rive droite, et au milieu du barrage pour renforcer l'évacuation de crue.

La mise en place de bassin de dissipation est également nécessaire pour éviter l'affouillement en aval du barrage.

Sur les rives de l'ouvrage, au niveau du barrage, il est prévu de mettre des murs de fermeture, construits en béton pour assurer une fermeture convenable.

La partie aval de l'ouvrage doit être protégée par des gros enrochements pour éviter les affouillements.

#### **11.1.1.2. Cote de la crête du barrage**

La cote de la crête du barrage est déterminée à partir de la cote de la rizière et de la hauteur d'eau dans la rizière en tenant compte de toutes les pertes de charges le long du canal et de celles créées par la prise.

$$Z_B = Z_{TNPH} + h_r + \Delta h_1 + \Delta h_2$$

Avec :

- $Z_{TNPH}$  : Altitude du terrain naturel plus haute égale à 1003,4m,
- $h_r$ : hauteur d'eau voulue dans la rizière égale à 0,10m,
- $\Delta h_1$ : perte de charge au niveau des prises égale à 0,10m,
- $\Delta h_2$ : perte de charge dans les canaux égale à 0,20m.

Les calculs ont donné une côte de la crête du barrage égale à 1003,80m

### 11.1.1.3. Hauteur du barrage

La hauteur du barrage est donnée par la différence de la côte de la crête du barrage  $Z_B$  et de celle du fond du radier  $Z_F$  soit :

$$H_B = Z_B - Z_F$$

Après calcul, la hauteur du barrage est de 1,8m. Pour la suite des calculs, on va prendre  $H_B=1.85m$ . Il s'agit d'un barrage submersible.

### 11.1.1.4. Longueur du barrage

La longueur du barrage est prise égale à 25m, légèrement supérieure à la largeur du lit de la rivière.

### 11.1.2. Seuil déversant et hauteur de la lame d'eau

En principe, on devra tenir compte de la présence d'ouvrage de chasse pour le dimensionnement du seuil déversant pour les barrages à seuil fixe; mais en général les usagers ne respectent pas les consignes comme quoi cet ouvrage devra être complètement ouvert en cas de crue. Il faudra donc rester dans le cas défavorable pour le dimensionnement du seuil, c'est à dire considérer le barrage tout entier comme un seuil.

En période de crue, la hauteur de la lame d'eau au-dessus du seuil est déterminée à partir de la formule de déversoir :

$$Q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

Ce qui donne :

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

Avec

- Q: débit de crue de projet [m<sup>3</sup>/s],
- L<sub>s</sub>: longueur du seuil [m],
- h: hauteur d'eau au-dessus du seuil [m],
- m: coefficient de débit (0,4 à 0,45), ici, m=0,4.
- G : intensité de pesanteur égal à 9,81 [m/s<sup>2</sup>]

Après calcul, on a h=2.56m

La hauteur d'eau en amont du barrage est inférieure à la hauteur de la berge de la rivière au niveau du site d'implantation du barrage et en son amont. L'implantation du barrage ne risquerait ainsi une des inondations des rizières en amont en période de crue.

### 11.1.3. Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation sert à dissiper l'énergie mécanique de l'eau en provenance du seuil, qui pourrait éroder le fond du barrage. Il est constitué du radier aval et de l'enrochement aval.

#### 11.1.3.1. La longueur du bassin de dissipation

Le bassin de dissipation est conçu de façon à contenir le ressaut hydraulique dû au changement brusque du régime d'écoulement après le passage au-dessus du seuil. Ainsi, sa longueur minimale correspond à la longueur du ressaut.

Le calcul de cette longueur est détaillé en annexe VI

#### 11.1.3.2. L'énergie à dissiper

L'énergie à dissiper est proportionnelle à la hauteur de la chute  $\Delta H$  égale à 4 m qui est la dénivelée entre le plan d'eau amont du barrage et le plan d'eau aval juste après la chute.

En terme de puissance, ceci est équivalent à :

$$P = \rho . g . \Delta H . Q$$

Avec :

- P : puissance à dissiper [W],
- $\rho$ : masse volumique de l'eau égale à 1000 [kg/m<sup>3</sup>],
- g : accélération de la pesanteur égale [m/s<sup>2</sup>],
- $\Delta H$  : dénivelée entre le plan d'eau amont et aval [m],
- Q : débit de crue de projet [m<sup>3</sup>/s].

Pour la conversion  $1 \text{ kW} = 1,36 \text{ Cv}$

Après calcul, on a une puissance de **8757 Cv**

### 11.1.3.3. Caractéristique du bassin

En considérant qu'il faut  $10 \text{ m}^3$  de bassin par cheval de puissance à dissiper, le volume du bassin est donné par :

$$V_b = \frac{P}{10}$$

Avec :

- $V_b$  : volume du bassin [ $\text{m}^3$ ],
- $P$  : puissance à dissiper [Cv].

Après calcul, le volume du bassin est égal à  **$876 \text{ m}^3$** .

Le bassin de dissipation est composé du radier aval suivi d'un enrochement. Ainsi la longueur de l'enrochement est obtenue par la relation :

$$L_r = L_{\text{bassin}} - L_{\text{radier aval}}$$

Avec :

$L_r$  : longueur de l'enrochement

$L_{\text{bassin}}$  : longueur du bassin de dissipation

$L_{\text{radier aval}}$  : longueur du radier aval

Après calcul, on a  **$L_r = 14,4 \text{ m}$**

Les caractéristiques du bassin sont récapitulées dans le tableau suivant :

$\Delta H$ [m]	$P$ [Cv]	$V_b$ [ $\text{m}^3$ ]	$L_{\text{bassin}}$ [m]	$L_r$ [m]
3,4	8757	875	17,6	14,4

*Tableau 32 : Caractéristique du bassin de dissipation*

### 11.1.3.4. Caractéristiques de l'enrochement aval

Les caractéristiques de l'enrochement sont déterminées en fonction de la vitesse de l'eau en aval du barrage. La vitesse est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{L_s \cdot h_2} \cdot 1,25$$



Avec :

- V : vitesse de l'eau en aval du barrage majorée à 25%,
- Q : débit de crue égal à 182 m<sup>3</sup>/s,
- L<sub>s</sub> : longueur du seuil égale à 25m,
- h<sub>2</sub> : Hauteur d'eau en aval du barrage.

Les caractéristiques de l'enrochement sont données par les formules :

$$P_{50} = 0,5 \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot 345$$

$$d_{50} = \left( \frac{6 P_{50}}{\pi \cdot \rho'} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E_r = 1,6 \cdot d_{50}$$

Avec :

- d<sub>50</sub>: diamètre moyen de l'enrochement [m],
- P<sub>50</sub> : poids moyen de l'enrochement [kg],
- ρ' : masse volumique de l'enrochement égal à 2500 kg/m<sup>3</sup>,
- V : vitesse de l'eau en aval, majorée de 25% [m/s],
- g : accélération de la pesanteur égale [m/s<sup>2</sup>],
- E<sub>r</sub> : épaisseur de l'enrochement [m].

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Vitesse aval [m/s]	2,66
P <sub>50</sub> [kg]	61
D <sub>50</sub> [m]	0,4
Er[m]	0,6

*Tableau 33 : Caractéristique de l'enrochement aval du barrage*

#### 11.1.4. Fondation du barrage

En général, la fondation est la partie de l'ouvrage la plus importante, la plus coûteuse et la plus difficile à construire. Trois facteurs essentiels seront à prendre en compte dans la conception de la fondation :

- la sécurité de l'ouvrage contre les sous-pressions,

- les vitesses excessives de percolation sous fondation (cas d'un barrage construit sur fondation perméable),
- la sécurité de l'ouvrage contre les affouillements à l'aval.

Compte tenu de la caractéristique du sol de fondation, l'ouvrage est muni de parafouille pour raison de sécurité contre les sous pressions. Pour ce, la règle de LANE ci-après doit être vérifiée pour éviter les phénomènes de renard. :

$$L_v + \frac{1}{3} L_h \geq C' \Delta H$$

Avec:

- $L_v$  : longueur totale des cheminements verticaux,
- $L_h$  : longueur totale des cheminements horizontaux,
- $C'$ : Coefficient de LANE pris égal à 3,5 pour un sol de fondation constitué par du gravier moyen,
- $\Delta H$ : Différence de niveau d'eau en amont et en aval.

La règle de LANE est vérifiée pour :

- $L_v = 10\text{m}$ ,
- $L_h = 7,4\text{m}$ .

C'est à partir de ces longueurs que seront dimensionnées les parafoilles amont et aval ainsi que la largeur de la fondation.

#### **11.1.5. Récapitulation des prédimensionnements donnés aux barrages.**

La longueur des parafoilles amont et aval ainsi que la hauteur du barrage sont déjà définies. Il serait nécessaire de prédéfinir les autres dimensionnements pour pouvoir calculer la stabilité du barrage. Si ce dernier est stable, les prédimensionnements qui lui sont donnés sont acceptables.

Ces prédimensionnements sont récapitulés dans le tableau suivant :

hauteur crête [m]	1,85
largeur crête[m]	0,90
base[m]	2,75
talus paroi aval[m]	1,00
para fouille amont[m]	3,00
para fouille aval[m]	2,00
épaisseur para fouille[m]	0,20
radier amont[m]	1,00
radier aval[m]	3,25
épaisseur radier[m]	0,25
largeur fondation[m]	7,00
seuil aval[m]	0,20
épaisseur voile en B.A[m]	0,20

*Tableau 34 : Caractéristique du barrage*

#### 11.1.6. Etude de stabilité du barrage

Après les calculs détaillés en annexe V, les différentes valeurs de coefficients de stabilité sont récapitulées dans le tableau suivant :

	RENVERSEMENT	GLISSEMENT	FLOTAISON	ELASTIQUE	TIER CENTRAL
coefficient	Kr	Kg	Kf	$\sigma_{\max}$	e
valeur calculée	1,97	1,49	1,62	6,08	0,30
valeur limite	Kr > 1,50	Kg > 1,00	Kf > 1,10	$\sigma_{\max} < 50$	e < 1,17

*Tableau 35 : Valeur des coefficients de stabilité*

Ces résultats montrent que les prédimensionnements donnés au corps du barrage sont acceptables. Les différentes conditions de stabilités sont vérifiées.

Il en sort également de ce tableau que les valeurs des coefficients calculées sont voisins des valeurs limites. Le barrage n'est pas surdimensionné.

### 11.2. Ouvrages annexes

Ce sont les ouvrages solidaires au corps du barrage, tels que l'ouvrage de prise, les systèmes de chasse et le mur d'encaissement.

#### 11.2.1. Mur d'encaissement

C'est le mur d'encaissement est prévu pour empêcher le débordement de l'eau sur les côtés, surtout en cas de crue. Il stabilise et protège également les talus contre l'érosion. Il peut

être en maçonnerie de moellon ou en béton armé, mais pour le cas présent, sera en béton armé.

#### 11.2.1.1. Dimensionnement du mur d'encaissement

Il ne doit pas être submergé. Sa hauteur correspond à la somme de la hauteur de la crête du barrage ajoutée à la charge maximale au-dessus du barrage, en période de crue, correspondant à la valeur du débit de crue cinquantennale calculé auparavant avec une revanche de 0.20m

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{crête}} + H_0 + R$$

Le calcul de la hauteur du mur d'encaissement donne à 4.61m, et sera arrondi à 4,6m.

#### 11.2.2. Ouvrage de prise

La prise principale, est une ouverture aménagée à la rive droite du barrage. Elle sera munie d'une vanne qui équilibrera la demande de débits en aval. Elle servira à alimenter le canal principal. Le débit pour dimensionner l'ouvrage de prise est le débit nominal qui est ici égal à 0,3m<sup>3</sup>/s.

La formule utilisée pour dimensionner l'ouverture de la prise est la formule de débit correspondant aux prises noyées :

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

Après calcul, la section de l'orifice est égale à 0,36 m<sup>2</sup>, elle sera en section carré de coté 0,6m. La côte de sa base est à Zp=1003,4 m.

Les détails de calcul sont présentés en annexe VI.

#### 11.2.3. Système de chasse

Un système de chasse de 1m sera mis en place sur la rive droite, du côté de l'emplacement de l'ouvrage de prise afin d'évacuer les sédiments s'accumulant en amont du barrage qui risquent de colmater les prises d'irrigation et les canaux d'amenée. Il contribue également à l'évacuation des crues. Un autre de même dimensionnement sera implanté au milieu du barrage pour renforcer l'évacuation de crue. Des poutrelles en bois assurent sa fermeture. Elles seront disposées verticalement. Elles sont maintenues ensemble par des fers en U et tenues par des vis sur la partie en amont.

Pour la manipulation des passes batartable, une passerelle de manœuvre sera prévue comme le montre les coupes du barrage en annexe page A38.

### 11.3. L'avant-canal

L'avant-canal en rive droite sera constitué par un canal en béton à ciel ouvert, de section rectangulaire, sur une longueur de 65m. Le tracé du canal existant est abandonné pour un nouveau tracé. Il doit être dimensionné de façon à pouvoir transiter le débit nominal qui est égal à  $0,3\text{m}^3/\text{s}$ .

#### 11.3.1. Caractéristique du canal

Le régime dans le canal est uniforme. La formule de Manning Strickler ci-après est utilisée pour son dimensionnement :

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

Avec :

- Q : débit nominal du canal [ $\text{m}^3/\text{s}$ ],
- K : Coefficient de Manning-Strickler ou rugosité. Ici, le canal est en béton,  $K=65$ ,
- S : Section mouillée [ $\text{m}^2$ ],
- R: Rayon hydraulique [ $\text{m}$ ],
- I: Pente longitudinale du canal [ $\text{m}/\text{m}$ ].

La section mouillée doit être égale à :  $0,32\text{m}^2$ .

Puisque le canal adopté est rectangulaire, la largeur du plafond est prise à  $0,7\text{m}$  et la hauteur à  $0,45\text{m}$ .

#### 11.3.2. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites doit respecter des valeurs limites pour éviter le risque d'érosion au fond et sur les parois, si sa valeur est trop grande, ou bien pour éviter le dépôt des matières en suspension, si elle est trop faible.

Dans la pratique, les valeurs suivantes sont retenues :

- Canal en terre :  $0,3\text{m/s} < V < 1\text{m/s}$ ,
- Canal revêtu :  $1\text{m/s} < V < 2,5\text{m/s}$ .

La vitesse est donnée par la formule:

$$V = \frac{Q}{S}$$

Avec :

- Q : le débit nominal [ $\text{m}^3/\text{s}$ ],
- S : la section mouillée du canal [ $\text{m}^2$ ].

La vitesse est égale à 1,2 m/s.

### 11.3.3. La revanche

La hauteur totale H du canal doit être légèrement supérieure par rapport au tirant d'eau dans le canal afin d'éviter tout débordement. La revanche se définit comme étant la différence entre la côte du niveau d'eau et la crête de la berge du canal. Pour un réseau d'irrigation de petite et moyenne importance, une revanche r comprise entre  $10 \text{ cm} \leq R \leq 50 \text{ cm}$  est prise en compte.

Dans le cas présent, elle est prise égale à  $R = 20 \text{ cm}$ .

### 11.3.4. Résumé des caractéristiques de l'avant canal

Les caractéristiques de l'avant canal sont récapitulées dans le tableau suivant :

Débit à transiter ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	0,3
Longueur (m)	65
Largeur au plafond (m)	0,9
Hauteur d'eau (m)	0,3
Revanche (m)	0,2
Pente (‰)	3
Hauteur du canal (m)	0,5
vitesse d'eau (m/s)	1,13

*Tableau 36 : Caractéristiques de l'avant canal*

## 11.4. Les canaux principaux

Deux canaux principaux sont conçus pour l'irrigation des bas-fonds et des plateaux. L'étude s'y arrêtera pour ce projet. Ils sont en terre et de section trapézoïdale. Quelques traçons longeant des marécages et les canaux très perméables sont en béton armé et de section rectangulaire. Ses dimensionnements sont en fonction des débits qu'ils doivent transiter. Ses revanches sont de l'ordre de 10 à 20 cm selon la hauteur d'eau. La vitesse de l'eau dans les canaux doit respecter les valeurs limites données précédemment dans l'avant canal. C'est en fonction de ces conditions que seront dimensionnées les canaux principaux. Ses caractéristiques sont présentées en annexe VII.

Les profils en long des canaux représentant le terrain naturel, le plan d'eau et les plafonds sont dessinés par le logiciel COVADIS et représenté dans les pages A20 à A27

#### **11.4.1. Le canal principal en rive droite**

La longueur totale du canal est 4650 m. Vu que le canal existant est abandonné, les interventions prévues sur le réseau consistent essentiellement à la mise à la côte d'un nouveau canal par des remblais et des déblais. Néanmoins, le réseau nécessite des ouvrages de franchissement.

Des ouvrages neufs franchissant les différents obstacles seront mis en place afin d'assurer l'irrigation des parcelles de l'amont jusqu'à l'aval du périmètre.

#### **11.4.2. Le canal principal en rive gauche**

La longueur totale du canal est de 4277 m. Les interventions prévues sur le réseau consistent à la mise à la côte et l'ouverture du nouveau canal.

Des ouvrages neufs seront également mis en place pour les différents franchissements. Un partiteur assurera le transfert de l'eau pour l'irrigation du plateau pour la culture d'agrumes.

### **11.5. Les ouvrages sur canaux**

Cette partie décrira les différents types d'ouvrage rencontrés et les travaux nécessaires dans les canaux d'irrigation du réseau. Elle traitera également les dimensionnements des ouvrages.

#### **11.5.1. Les murettes**

Les murettes sont rencontrées dans le canal principal en rive droite au PM 316, 4100 et 4300 dont les longueurs respectives sont 9, 12 et 8m. Pour protéger la rive gauche du canal, elles seront implantées en des endroits où la berge du canal est trop mince. Elles seront fondées sur semelle en béton armé de 15 cm d'épaisseur. La profondeur de la fondation devra être au moins de 40 cm en-dessous de la côte fond canal. La largeur en crête sera de 40 cm.

#### **11.5.2. Les partiteurs.**

Le partiteur est un ouvrage servant à partager le débit d'un canal vers deux canaux d'une manière proportionnelle selon leurs besoins.

Il y aura trois partiteurs dans le réseau d'irrigation :

- Le premier se situe sur le canal principal rive droite au PM 300, partageant le débit en deux, le premier pour irriguer la partie rive droite du bas fond, le second la rive gauche et les deux plateaux,

- Le deuxième partiteur au PM 3350 de la rive gauche est celui qui se charge du partage du débit pour les plateaux et le reste de la partie rive gauche du bas-fond,
- Le troisième partiteur au PM 3405 de la rive gauche sert à partager l'eau pour le plateau du nord et du sud.

Il peut être mobile ou fixe mais pour le cas présent, le type adopté est le partiteur fixe. Il sera dimensionné de telle sorte qu'il partagera en fraction constante le débit à distribuer. Il est constitué de deux seuils dont la crête est toujours à la même cote.

La méthode de dimensionnement est donnée en annexe VIII.

Les seuils fonctionnent comme un déversoir dont les formules sont :

$$Q = m.L.\sqrt{2g}.h^{\frac{3}{2}}$$

Les caractéristiques des partiteurs sont résumées dans le tableau suivant :

	L [m]	L1[m]	L2[m]	h2[m]	s[m]	h[m]	hc[m]	Δh[m]	h3[m]	e seuil[m]
Partiteur 1	0,50	0,34	0,16	0,25	0,125	0,125	0,083	0,10	0,15	0,29
Partiteur 2	0,40	0,18	0,22	0,32	0,16	0,16	0,107	0,10	0,22	0,37
Partiteur 3	0,40	0,21	0,19	0,30	0,15	0,15	0,100	0,10	0,20	0,35

*Tableau 37 : Caractéristiques des partiteurs*

Avec :

- L : largeur du seuil [m],
- L<sub>1</sub> et L<sub>2</sub> : Largeur de chaque seuil [m],
- m: représentent les coefficients de contraction,
- g : l'accélération de la pesanteur en [m/s<sup>2</sup>],
- S : hauteur du seuil [m],
- h : hauteur spécifique [m],
- h<sub>c</sub> : hauteur critique sur le seuil [m],
- e seuil: épaisseur du seuil [m].

### 11.5.3. Les bâches

Une bâche est une traversée à surface libre permettant à l'eau d'un canal de traverser une route, un fossé ou une rivière. Elle est constituée par un canal en béton armé ou métallique qui enjambe l'obstacle.



### 11.5.3.1. Les Bâches en béton armé

Les bâches rencontrées dans ce projet sont des bâches de section rectangulaire. Elles sont projetées sur le long du canal principal en rive gauche au PM 18, PM 832, PM 1744 et au PM 1786 dont les longueurs sont respectivement 18m, 18m, 12m et 20m.

L'écoulement dans les bâches doit être uniforme, ainsi, leurs sections se détermineront par la formule de Manning Strickler :

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

Les caractéristiques de ces bâches sont récapitulées dans ce tableau suivant :

PM RG	L [m]	K	I [‰]	Q [m <sup>3</sup> /s]	S [m <sup>2</sup> ]	P [m]	Rh [m]	section [m x m]		Vitesse [m/s]
								Base	Hauteur	
0	18	65	0,003	0,20	0,180	1,25	0,14	0,45	0,40	1,10
850	18	65	0,003	0,20	0,180	1,25	0,14	0,45	0,40	1,11
1755	12	65	0,003	0,15	0,105	1,00	0,11	0,30	0,35	1,43
1805	20	65	0,003	0,15	0,140	1,10	0,13	0,40	0,35	1,17

*Tableau 38 : Caractéristiques des bâches*

### 11.5.3.2. Bâche métallique

Une bâche métallique franchira le « lavaka » au PM 4151 du canal de rive gauche sur une longueur de 26 m. Elle est de section demie circulaire. Ses caractéristiques sont récapitulées dans le tableau suivant :

débit [m <sup>3</sup> /s]	diamètre [cm]	pente [‰]	vitesse [m/s]
0,1	50	10	1,5

*Tableau 39 : Caractéristique des bâches métalliques*

*Source : « opération mycrohydraulique (O. MHL) »*

### 11.5.4. Les dalots sous piste

Le dalot est un ouvrage conçu pour franchir une piste où cette dernière devait être déblayée pour le passage du canal d'irrigation déjà dimensionné précédemment.

Trois dalots sous- pistes seront implantés aux PM 3404 et 4501 en rive gauche, et au PM 38 en rive droite pour assurer le passage du canal au-dessous des pistes.

L'ouvrage est un dalot cadre dont les deux parois sont en maçonnerie de moellons et le radier est en béton armé. Leurs Longueur sont de 4m.

Ces caractéristiques sont détaillées dans le tableau ci-dessous :

PM	L [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	S [m <sup>2</sup> ]	section [m x m]		Vitesse [m/s]
				Base	Hauteur	
3404 RG	4	0,1	0,0875	0,35	0,25	1,14
4191 RG	4	0,1	0,0875	0,35	0,25	1,14
138 RD	4	0,3	0,2400	0,60	0,40	1,25

*Tableau 40: Caractéristiques des dalots sous piste*

### 11.5.5. Les passages supérieurs

D'après les usagers du réseau, des eaux sauvages inondent le bas-fond pendant le passage d'une forte crue en certains points. Après des reconnaissances sur terrain, vu la morphologie de la zone et d'après les résultats des enquêtes, cinq points ont été repérés comme exutoires des bassins versants latéraux qui sont les origines des inondations.

Ces eaux sauvages traverseront les canaux principaux. Il est ainsi requis de mettre en place des passages supérieurs.

Les passages supérieurs sont des canaux d'évacuation d'eau sauvage installés au-dessus des canaux d'irrigation afin d'éviter les surplus de débit s'y introduisant. Le dimensionnement se fait par la formule de Manning-Strickler avec le débit de crue.

Toujours d'après les enquêtes effectuées auprès des usagers du réseau, le périmètre est à l'abri d'une submersion au moins quatre années sur cinq. Par conséquent, le débit de dimensionnement des passages supérieurs est le débit de crue de période de retour 5 ans. Les bassins versants latéraux ont été délimités et ses caractéristiques ont été déterminées par le logiciel ArcGIS pour pouvoir déterminer le débit de crue.

Les caractéristiques des passages supérieures sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Nom	section	
		Base [m]	Hauteur [m]
RD	PS 1	1,35	0,20
	PS 2	1,33	0,20
	PS 3	1,4	0,20
RG	PS 1	1,2	0,20
	PS 2	1,25	0,20

*Tableau 41 : Caractéristiques des passages supérieures*

### 11.5.6. Les prises parcellaires

Les prises sur canaux fonctionnent de la même manière que la prise principale en tête du réseau, c'est à dire qu'on cherche à prélever un débit connu à partir d'un canal. Elles sont dimensionnées par la formule de débit :

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

Son ouverture est une section carrée dont les côtés sont récapitulés dans le tableau suivant :

	PM	PRISE	Aire [ha]	Q [l/s]	S [m²]	côté [cm]
RD	850	1	22	32,12	0,03	16
	2997	2	22	32,12	0,03	16
	4647	3	21	30,66	0,03	16
RG	1606	1	32	46,72	0,04	20
	3154	2	32	46,72	0,04	20
	4504	3	31	45,26	0,04	19

*Tableau 42 : Caractéristiques des prises parcellaires*

### 11.6. Les canaux de drainage

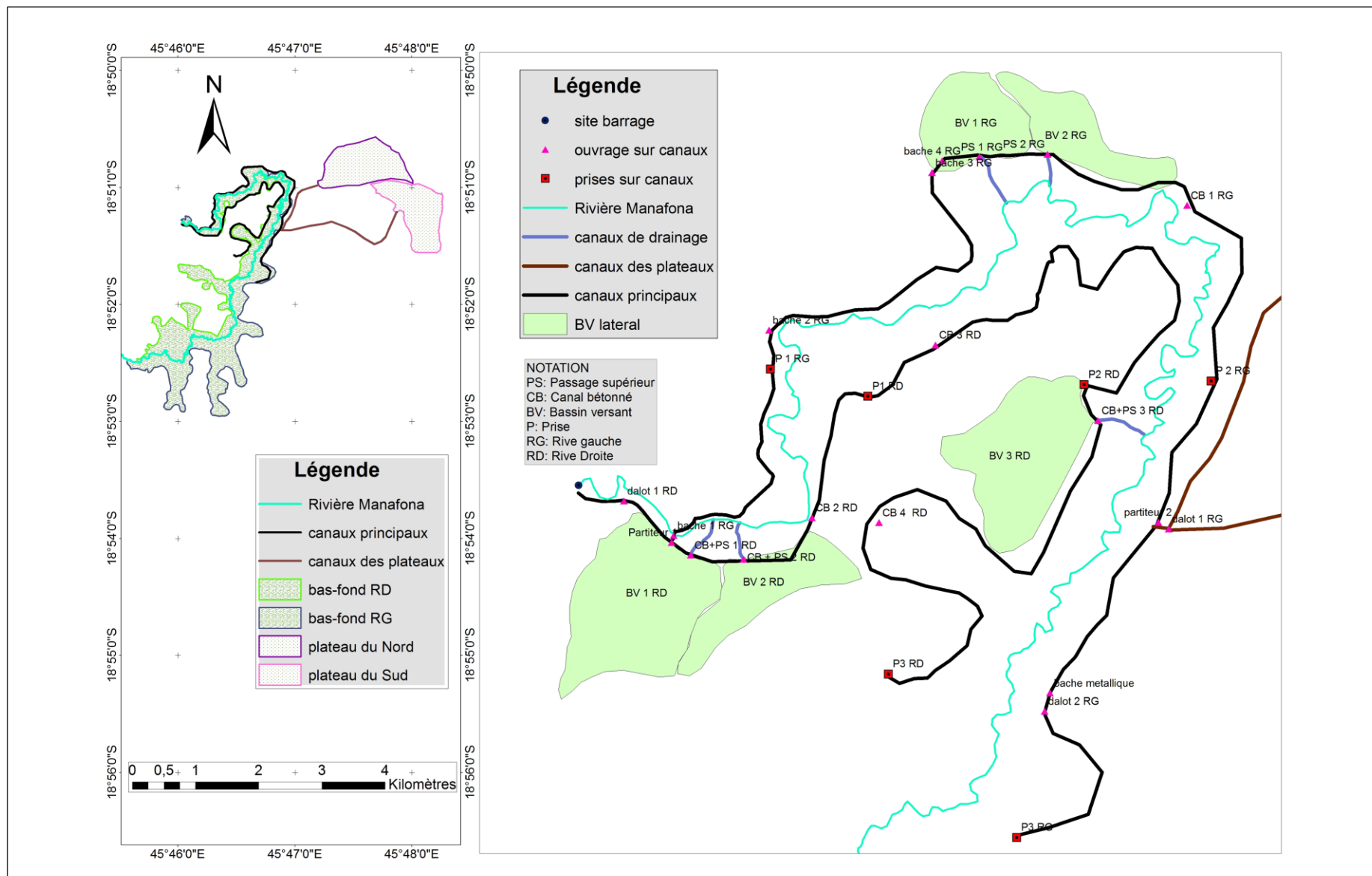
Les inondations des bas-fonds apparaissent pendant les fortes pluies. En effet, ce sont les eaux sauvages provenant des bassins versants latéraux qui sont les principales causes de la submersion. Il faut donc les évacuer dans la rivière par le biais des canaux de drainage. Les eaux sauvages issues des passages supérieures seront amenées dans la rivière par le biais des canaux de drainages. Le débit de dimensionnement de ces canaux est le même que celui des passages supérieures. La méthode de dimensionnement est la même que les canaux d'irrigation c'est-à-dire par la formule de Manning-Strickler.

Ce sont des canaux en terre de section trapézoïdale, ses caractéristiques sont récapitulées dans le tableau suivant:

	Rive droite		Rive gauche	
	Base [m]	H canal [m]	Base [m]	H canal [m]
Canal 1	0,25	0,4	0,25	0,45
Canal 2	0,25	0,4	0,25	0,45
Canal 3	0,2	0,4		

*Tableau 43 : Caractéristiques des canaux de drainage*

L'emplacement des ouvrages sur canaux sont présentés dans la carte suivante :



*Carte 6: Localisation des ouvrages sur canaux*

*Source: image satellitaire*

## Conclusion partielle

Cette partie a permis de dimensionner le barrage servant à remonter le niveau d'eau pour assurer que les périmètres concernés soient irrigués. Les ouvrages solidaires au barrage ont été également dimensionnés tels que les murs d'encaissement, l'ouvrage de prise et les systèmes de chasse. Les canaux transportent le débit nécessaire à l'irrigation. Des ouvrages y sont installés pour franchir la rivière, les talwegs et les pistes. Les canaux passages supérieures et les canaux de drainages sont conçus pour le passage des eaux sauvages sur les canaux et dans les périmètres. C'est l'ensemble de ces ouvrages qui constitue le réseau d'irrigation et assure son fonctionnement pour un meilleur rendement dans les cultures effectuées.

**PARTIE IV : ETUDE D'IMPACT  
ENVIRONNEMENTAL ET ETUDE ECONOMIQUE DU  
PROJET.**

## CHAPITRE 12. Etude d'impact environnemental

Les projets d'investissements susceptibles de porter atteinte à l'environnement devraient faire l'objet d'une étude d'impact. C'est une étape obligatoire et importante.

Dans le présent chapitre, les impacts environnementaux qui pourraient exister par suite de la réalisation des infrastructures d'aménagement du périmètre seront à évaluer. Les objectifs de cette analyse sont donc de mettre en évidence les impacts probables du projet et de proposer les mesures d'atténuation ou de compensation. Les points à traiter avant, durant et après la réalisation des infrastructures, sont à prélever pour que les objets mis en place ne nuisent pas à l'environnement, au niveau des milieux récepteurs.

Le périmètre concerné a une superficie de 300 ha. Son aménagement peut avoir des impacts sur l'environnement. Ainsi, la réalisation du projet doit tenir compte de la préservation et l'amélioration de l'environnement. Le nouvel article n° 3 du Décret n° 2004-167 du 03 février 2004 modifie le décret N° 99-954 du 15 décembre 1999 relatif à la mise en compatibilité des investissements avec l'environnement (MECIE). Ce décret stipule que : « conformément aux dispositions de l'article 10 de la Loi n° 90-033 du 21 décembre 1990 portant la Charte de l'Environnement, les projets d'investissements publics ou privés, qu'ils soient soumis ou non à autorisation ou à approbation d'une autorité administrative, ou qu'ils soient susceptibles de porter atteinte à l'environnement doivent faire l'objet d'une étude d'impact ». Celle-ci consiste donc à analyser les conséquences de la réalisation du projet, tant sur l'environnement que sur les êtres humains présents sur le lieu, bénéficiaires ou non du projet

En général, l'étude d'impact environnemental doit comporter 7 parties telles que :

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

### 12.1. Mise en contexte

Le Projet Jeunes Entreprises Rurales dans le Moyen-Ouest a pour zone d'intervention les régions de Bongolava et Amoron'i Mania. Il est sous tutelle du Ministère auprès de la Présidence en charge de l'Agriculture et de l'Elevage MPAE et a été identifié comme une opération importante pour réduire l'insécurité alimentaire et la fragilité du pays. Vingt périmètres seront aménagés et celui d'Andranotakatra en fait partie.

Ce projet est d'une importance capitale pour Madagascar qui affiche un indice de la faim de 21,9 traduisant un niveau alarmant de faim et où selon les statistiques du BIT, 70% des chômeurs enregistrés sont des jeunes, six chômeurs sur dix sont des femmes et 42,5% des travailleurs sont en situation de sous-emploi car exécutant des travaux qui ne correspondent pas à leurs diplômes c'est-à-dire inadéquation entre formation et emploi, avec des disparités significatives selon le genre. Le projet portera essentiellement sur l'installation des jeunes entreprises rurales dans les domaines d'activités et de métiers liés à la production, la transformation, la commercialisation des produits agricoles et, le développement et la maintenance des infrastructures hydro-agricoles, domaines dans lesquels la Banque a une longue expérience.

Ce projet va contribuer à l'amélioration de la sécurité alimentaire, la réduction du chômage endémique des jeunes à Madagascar, au renforcement de l'inclusion en faveur des femmes, à la dynamisation de l'économie locale et régionale dans la perspective de développer des pôles de croissance tout en prenant en compte les principaux facteurs de fragilité au niveau national et local.

### 12.2. Description du projet

Le projet consiste à l'alimentation en eau du périmètre, en installant des nouvelles infrastructures hydroagricoles. Un barrage en maçonnerie y existe déjà mais emporté à chaque crue. Il sera alors démoli et remplacé par un barrage en béton cyclopéen couvert d'une voile en béton armé. L'emplacement sera retenu. Le projet est de dériver un débit de 0,3 m<sup>3</sup>/s par le biais d'un barrage de 25 m implanté transversalement dans la rivière Manafona.

Le site, d'accès facile lors des chantiers, permettrait à la retenue d'eau de dominer les périmètres concernés sans aucun conflit aux propriétaires des terrains aux alentours juste en amont du barrage. Un avant canal de 65 m en rive droite sera construit à partir du nouveau barrage. Les canaux principaux en rive gauche et en rive droite assurent le transport



de l'eau vers les bas-fonds avec tous les ouvrages nécessaires le long des canaux. Le projet envisage également le transfert de l'eau à partir du canal principal en rive droite vers les plateaux pour la plantation d'agrumes.

### 12.3. Description du milieu récepteur

Le milieu récepteur est composé de l'environnement naturel existant et aussi des transformations apportées par le projet. Cette partie en décrit les composantes, dans la zone d'étude du projet, lieu de construction du barrage, des canaux principaux et les ouvrages qui y sont avec leur zone d'influence.

Il s'agit du :

- Milieu physique,
- Milieu biologique (faunes et flores),
- Milieu humain (social, culturel, économique et sanitaire).

Les paramètres environnementaux se rapportent surtout à l'air, au sol, à l'eau, à la végétation et à l'homme.

La description de ces milieux est déjà évoquée dans le chapitre 2 de cette étude.

### 12.4. Identification des impacts et analyse multicritère

L'identification des impacts probables est inspirée à partir de la description de l'état initial de l'environnement qui est relatifs à la réalisation du projet, et lié à l'exploitation du projet. La détermination de leur identité et de leurs caractéristiques se fera alors par phase de projet tel que la phase préparatoire, la phase de construction et la phase d'exploitation y compris l'entretien. Cette partie va essayer d'examiner les conséquences de la réalisation respective de chacune d'elles, tant sur le milieu biophysique composé des éléments naturels tels le sol, l'air, l'eau, la faune et la flore, que sur le milieu humain. L'évaluation est effectuée suivant l'intensité, la durée et l'étendue de la mise en place des infrastructures.

Selon chaque phase du projet, elle doit être faite afin de pouvoir les classer et ainsi mesurer l'importance de chacun selon une analyse multicritère. La méthode pour ce faire consiste à une évaluation objective, en attribuant un coefficient à chacun de ces trois critères.

- L'intensité : traduit le degré de perturbation de l'élément environnemental considéré, relatif à son intégrité, à sa qualité, à sa fonction ou à son dynamisme interne. Elle est :

- Faible : quand l'impact n'entraîne pas de modification perceptible de l'intégrité de l'élément environnemental ;
  - Moyenne : quand l'impact réduit quelque peu l'utilisation, la qualité ou l'intégrité de l'élément sans pour autant modifier ses fonctions ;
  - Forte : quand l'impact met en cause l'intégrité de l'élément environnemental touché, altère fortement sa qualité, c'est-à-dire qu'il modifie complètement la dynamique, l'aspect de l'élément concerné, ou restreint son utilisation de façon significative.
- La durée : se réfère à la période pendant laquelle l'impact se fait sentir. Elle est :
- Occasionnelle : quand l'impact est ressenti pour une période courte, par exemple durant le temps d'installation des travaux ;
  - Temporaire : quand l'impact est ressenti de façon continue, mais pour une période de temps inférieure à la durée du projet (une saison ou quelques années), ou quand il est réversible ;
  - Permanente : quand l'impact est ressenti de façon continue pendant une longue durée (supérieure ou égale à la durée de vie du projet), ou quand il est irréversible.
- L'étendue : exprime l'emprise ou la portée spatiale des effets de l'impact considéré. Elle est :
- Locale : quand l'impact est ressenti par la population dans l'environnement immédiat de l'activité ;
  - Zonale : quand l'impact est ressenti par l'ensemble de la population de la zone, ou par une proportion importante de la population ;
  - Régionale : quand l'impact est ressenti par l'ensemble de la population de la région, ou par une proportion importante de la population.

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

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

*Tableau 44 : Coefficient de pondération*

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

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

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

Phase du projet	Sources d'impacts	Identification	Classification	Intensité	Durée	Etendue	Importance
phase préparatoire	défrichement de la zone d'implantation du barrage	Modifications possibles de l'écosystème naturel et de leurs équilibres	Indirect Négatif	Moyenne : 3	Permanente : 5	Locale : 1	Moyenne : 8
	installation de chantier (campement, stockage de matériels et matériaux)	Eparpillement des déchets près du campement	Direct Négatif	Moyenne : 3	Temporaire : 3	Locale : 1	Moyenne : 7
		achat des matériaux locaux	Direct Positif	Forte : 3	Temporaire : 3	locale : 1	Moyenne : 7
		Accélération du processus de déforestation et exploitation non contrôlé des bois	Direct Négatif	Moyenne : 3	Temporaire : 3	Locale : 1	Moyenne : 7
	recrutement d'ouvrier locaux arrivée de main d'œuvre étrangère	Augmentation du nombre d'emploi	Direct Positif	Forte : 5	Temporaire : 3	zonale : 3	Moyenne : 9
		création des nouvelles transactions commerciales et amélioration de mode de vie	Indirect Positif	Forte : 5	Permanente : 5	zonale : 3	Forte : 13
		Réduction de la délinquance juvénile	Indirect Positif	Forte : 5	Temporaire : 3	Locale : 1	Moyenne : 9
	Transport et stockage des matériaux	Pollution de l'air	Direct Négatif	Forte : 5	Temporaire : 3	Locale : 1	Moyenne : 9
		Tassement des sols	Indirect Négatif	Moyenne : 3	Permanente : 5	Locale : 1	Moyenne : 9
		Destruction d'arbres	Direct Négatif	Moyenne : 3	Permanente : 5	Locale : 1	Moyenne : 9
		Dénudation du sol	Direct Négatif	Moyenne : 3	Permanente : 5	Locale : 1	Moyenne : 9
mise en œuvre	Construction du barrage et des ouvrages sur canaux	Fissuration et destruction de la structure du sol	Indirect Négatif	Faible : 1	Permanente : 5	Locale : 1	Moyenne : 7
		Modifications possibles de l'écosystème naturel et de leurs équilibres	Indirect Négatif	Moyenne : 3	Permanente : 5	Locale : 1	Moyenne : 9
	Déviation du cours d'eau	Modification de l'écoulement des eaux de surface	Direct Négatif	Faible : 1	Temporaire : 3	Locale : 1	Mineur : 5

Phase du projet	Sources d'impacts	Identification	Classification	Intensité	Durée	Etendue	Importance
mise en œuvre	Creusement du canal principal	Erosion du sol	Direct Négatif	Moyenne : 3	Temporaire : 3	Locale : 1	Moyenne : 7
	Labour des parcelles	Accentuation de l'érosion	Direct Négatif	Moyenne : 3	Temporaire : 3	Locale : 1	Moyenne : 7
	Intensification agricole	Renforcement des capacités des paysans	Direct Positif	Forte : 5	Permanente : 5	Locale : 1	Forte : 11
phase d'exploitation	*Fertilisation des champs *Utilisation d'engrais chimiques *Traitement des plantes par des pesticides	Contamination des ressources en eau environnantes	Direct Négatif	Moyenne : 3	Temporaire : 3	Locale : 1	Moyenne : 7
		Augmentation de la fertilité du sol	Direct Positif	Forte : 5	Permanente : 5	Locale : 1	Forte : 11
		Appauvrissement du sol à long terme	Indirect Négatif	Faible : 1	Permanente : 5	Locale : 1	Moyenne : 7
		Risque de maladie, de contamination des espèces animales	Indirect Négatif	Faible : 1	Occasionnelle : 1	Locale : 1	Mineur : 3
		Amélioration de la surface cultivée	Direct Positif	Forte : 5	Permanente : 5	Locale : 1	Forte : 11

Phase du projet	Sources d'impacts	Identification	Classification	Intensité	Durée	Etendue	Importance
phase d'exploitation	*Ouverture et fermeture des vannes *Entretien d'ouvrage Curage des canaux	Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	Direct Négatif	Faible : 1	Occasionnelle : 1	Locale : 1	Mineur : 3
	Repiquage de riz	Conflit d'intérêts sociaux entre les paysans	Direct Négatif	Faible : 1	Occasionnelle : 1	Locale : 1	Mineur : 3
		Augmentation de la fertilité du sol	Direct Positif	Forte : 5	Permanente: 5	Locale : 1	Forte : 11
	Vente de produits	Augmentation du revenu des ménages (Augmentation de l'entrée d'argent au niveau de chaque exploitant)	Direct Positif	Forte : 5	Permanente: 5	Locale : 1	Forte : 11
	Intensification durable de la culture	Amélioration du rendement	Direct Positif	Forte : 5	Permanente : 5	Locale : 1	Forte : 11
	Définition et modalité d'organisation des AUE : Révision des textes, révision de la liste des membres, appui à la mise en place des structures, construction de bureau	Associations rendues formelles	Direct Positif	Forte : 5	Permanente : 5	Locale : 1	Forte : 11
	Sensibilisation et encadrement technique en matière d'intensification de la culture, mais de manière durable	Acquisition de nouvelles connaissances pour les usagers	Direct Positif	Forte : 5	Permanente : 5	Locale : 1	Forte : 11

Tableau 45 : Les impacts probables et leurs importances.

Pour résumer, le tableau suivant récapitulera les impacts positifs et négatifs avec leurs importances :

Impacts positifs	Importance	Impacts négatifs	Importance
Achat des matériaux locaux	7	Modifications possibles de l'écosystème naturel et de leurs équilibres	8
Augmentation du nombre d'emploi	9	Eparpillement des déchets près du campement	7
Création des nouvelles transactions commerciales et amélioration de mode de vie	13	Accélération du processus de déforestation et exploitation non contrôlé des bois	1
Réduction de la délinquance juvénile	9	Pollution de l'air	9
Renforcement des capacités des paysans	11	Tassement des sols	9
Augmentation de la fertilité du sol	11	Destruction d'arbres	9
Amélioration de la surface cultivée	11	Dénudation du sol	9
Augmentation de la fertilité du sol	11	Fissuration et destruction de la structure du sol	7
Augmentation du revenu des ménages (Augmentation de l'entrée d'argent au niveau de chaque exploitant)	11	Modifications possibles de l'écosystème naturel et de leurs équilibres	9
Amélioration du rendement	11	Modification de l'écoulement des eaux de surface	5
Associations rendues formelles	11	Erosion du sol	7
Acquisition de nouvelles connaissances pour les usagers	11	Accentuation de l'érosion	7
		Contamination des ressources en eau environnantes	7
		Appauvrissement du sol à long terme	7
		Risque de maladie, de contamination des espèces animales	3
		Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	3
		Conflit d'intérêts sociaux entres les paysans	3
TOTALE	126	TOTALE	110

*Tableau 46 : Récapitulation des impacts et leurs importances*

Il en est déduit de ce tableau une grande différence entre les deux catégories d'impacts. Le total des impacts positifs est de 126, contre 110 pour les négatifs. Cela s'explique par le fait que les impacts négatifs par composante restent d'une importance mineure et moyenne tandis que les impacts positifs sont la plupart d'une importance majeure. Cependant,

les impacts négatifs feront toujours l'objet de proposition de mesure d'atténuation afin de diminuer les risques de détérioration de l'environnement.

### **12.5. Mesures d'atténuations ou de compensation**

Pour encore améliorer l'importance du projet, il serait donc nécessaire de prendre des mesures, afin de limiter voire résoudre entièrement les problèmes posés par ces impacts négatifs. Il faut alors que chaque impact puisse correspondre à moins une mesure d'atténuation. Ces mesures sont exposées dans le tableau suivant :



Identification	Mesures	Impact résiduel
Modifications possibles de l'écosystème naturel et de leurs équilibres	Restauration des zones perturbées selon l'état initial Réaménagement de la zone après travaux	Modification de l'équilibre naturel amoindrie
Pollution de l'air	Utilisation de bâches pour éviter l'épandage des poussières Arrosage du remblai	Moins de risque de pollution aérienne
Tassement des sols	Respect des limites définies dans les cahiers de charge	Diminution des tassements
Dénudation du sol	Restauration zones perturbées selon l'état initial	Restauration des zones
Destruction d'arbres	Réalisation de campagne de reboisement	Compensation en ce qui concerne les arbres détruits suite au projet
Eparpillement des déchets près du campement	Construction de lieux d'aisance (pour les déchets humains) Construction de trous pour les ordures	Control des déchets venant du chantier
Accélération du processus de déforestation et exploitation non contrôlée des bois	Respecter les sites de campements prévus Approvisionnement en matériaux auprès des revendeurs Utilisation de charbon et non de bois de chauffe Réalisation de campagne de reboisement	Atténuation des éventuelles déforestations suite à la réalisation du projet
Fissuration et destruction la structure du sol	Limitation des fissures par plantation de gazons	Atténuation des risques de fissuration
Erosion du sol	Restauration des zones perturbées selon l'état initial par un engazonnement Plantation des vétivers	Atténuation des pertes en sols

Identification	Mesures	Impact résiduel
Modification de l'écoulement des eaux de surface	Mise en place de protections en gabions sur la rive quand la déviation est finie	Retour à l'écoulement normal
Contamination des ressources en eau environnantes	Respect des doses de fertilisants ou pesticides conseillés	Diminution des risques de Diminution des risques de contamination
Appauvrissement du sol à long terme	Restauration des sols par amendements minéraux adéquats Exécution de rotations de cultures	Protection du sol
Conflit d'intérêts sociaux entre les paysans	Considérer le plan global de gestion de l'eau avec la participation active de l'AUE	Tous les paysans sont bénéficiaires de la gestion de l'eau
Risque de maladie, décontamination des espèces animales	Respect des doses de fertilisants ou pesticides conseillés Eloignement de toute forme de vie aux alentours des parcelles au moment du traitement	Diminution des risques de contamination et maladie
Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	Recrutement de personnels sérieux et qualifiés	Aucun danger d'inondation

*Tableau 47 : Mesure d'atténuation*

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

Moyennant les mesures d'atténuations proposées ci-dessus, il en déduit que le projet est conforme à l'environnement. Compte tenu des divers impacts positifs évoqués lors de l'évaluation des impacts, avec quelques mesures de capitalisation, le projet tendrait même à améliorer l'environnement.

## 12.6. Plan de gestion environnementale

Après avoir essayé de proposer des mesures d'atténuation face aux impacts, il serait maintenant obligatoire d'établir le plan de gestion environnementale. C'est un programme qui constitue la suivie et la surveillance de la réalisation de ces mesures d'atténuation pendant et après la réalisation du projet.

Le tableau suivant informe sur les mesures à prendre, les indicateurs et méthodes de suivi et les responsables impliqués.

Identification	Indicateur de suivi	Méthode de suivi	Responsable d'exécution
Modifications possibles de l'écosystème naturel et de leurs équilibres	Restauration à l'état initial des zones	Constat visuel	Les bénéficiaires
Destruction d'arbres	Superficie reboisée	Constat visuel	La Commune
Conflit d'intérêts sociaux entre les paysans	Nombre de plainte au niveau de l'A.U.E harmonie de la société	-Organisation fréquent d'une assemblée générale, -Rapport	Président de l'A.U.E
Risque de maladie, décontamination des espèces animales	Nombre de malade	Enquête auprès des CSB	Personnels sanitaire
Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	Vanne ouvert	Constataion de la hauteur après un fort orage	Les personnels de l'A.U.E

*Tableau 48 : Plan de gestion environnementale*

Cette partie de l'étude a permis d'analyser les conséquences directes ou indirectes du présent projet. Ce qui a permis d'évaluer l'importance de la réhabilitation de ce périmètre sur différents plans. Il ressort que les notes d'importances des impacts positifs sont nettement supérieures à celles des impacts négatifs. Avec des mesures d'atténuation de ces impacts négatifs, le projet est déduit bénéfique pour la population locale, non seulement économiquement, mais aussi sur le plan social et environnemental.

## CHAPITRE 13. Etude économique et financière

Cette étude concerne surtout l'évaluation économique et financière du projet, c'est-à-dire l'analyse de l'intérêt du projet sur l'économie, tant régionale que nationale. La rentabilité du projet est exprimée par le TRI ou le « taux de rentabilité interne ». Elle a été effectuée avec le projet source du sujet.

### 13.1. Estimation du coût du projet

L'estimation du coût du projet consiste à évaluer les coûts d'investissements ainsi que les charges d'exploitation. Rapporté au coût de production cela permettra d'évaluer la rentabilité du projet. Les coûts d'investissements incluent en outre la dépense pour la mise en place de tous les aménagements.

Après avoir fait les métrés et établi le bordereau détail estimatif, le coût global du projet d'aménagement est estimé à six cent quarante-trois millions soixante-cinq mille quatre cent cinquante-deux Ariary TTC (643 065 452 Ar).

Le Tableau suivant résume le coût des travaux d'aménagement:

Reference	Montant en Ariary
0- INSTALLATION DE CHANTIER	69 898 419,00
1-BARRAGE	130 202 883,00
2-MUR D'ENCAISSEMENT EN BETON ARME	42 812 094,00
3-CANAL EN BETON	88 314 828,00
3-CANAL EN TERRE	80 427 041,00
4- DALOT	27 417 090,00
5- PASSAGE SUPERIEURE	10 447 981,00
6- MURETTE	5 418 318,00
7- PARTITEUR	20 083 682,00
8- BACHE EN BETON ARME	35 258 893,00
9- BACHE METALLIQUE	15 520 435,00
10- PRISE SUR CANAUX	5 221 539,00
11- CANAUX DE DRAINAGE	4 801 074,00
<b>TOTAL HORS INSTALLATION DE CHANTIER ET HORS TAXES</b>	<b>535 887 877,00</b>
<b>TVA 20%</b>	<b>107 177 575,40</b>
<b>TOTAL TTC</b>	<b>643 065 452,40</b>

*Tableau 49 : Tableau récapitulatif du coût du projet*

### **13.2. Evaluation de la rentabilité du projet.**

Tout projet doit d'être rentable. La connaissance de la rentabilité ou non pour ce projet sera une des critères pour l'obtention de financement. Les indicateurs utilisés pour évaluer cette rentabilité sont le TRI (taux de rentabilité interne) qui doit être supérieur au taux d'intérêt bancaire 13 à 17% (taux d'intérêts de la Banque centrale de Madagascar) pour que le projet soit rentable. et le VAN (Valeur Actuelle Nette).

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

#### **13.2.1. Hypothèses de base**

La mesure se base sur la production annuelle. La production pour la culture d'agrumes commence à la troisième année de culture. Elle atteint la production maximale à partir de sa cinquième année. La simulation de l'étude est ainsi réalisée sur 7 ans en prenant en compte les coûts des travaux, les charges d'exploitation, et les revenus agricoles des cultivateurs.

#### **13.2.2. Charges d'exploitation**

Les valeurs présentées dans cette partie englobent les résultats des enquêtes menées auprès des bénéficiaires. Les charges d'exploitation par hectare de culture, dans le périmètre, se répartissent en matériels, intrants et main d'œuvre.

- Matériels agricoles : Les matériels employés pour l'exploitation agricole sont les charrues, les herse, les pompes manuelles, les sarceuses, les batteuses, les charrettes et les pulvérisateurs mais les plus utilisés sont les pelles ;
- Coût des intrants : Seules les semences, les traitements et les engrais dont l'utilisation reste encore limitée, constituent le coût des intrants ;
- Main d'œuvre : Il s'agit des sommes dépensées pour la main d'œuvre nécessaire, pendant toutes les étapes de la production.

La charge d'exploitation est de 65 647 pour la culture d'agrumes est égale à et 1 553 pour la riziculture, en milliers d'Ariary par hectare.

### 13.2.3. Les recettes d'exploitation

Les recettes d'exploitation sont par hypothèse calculées à partir du prix du paddy produit et de l'agrumes. Elles sont calculées suivant l'estimation des rendements. Le tonne de paddy est à 750 milliers d'Ariary tandis que l'agrumes à 1500 milliers d'Ariary.

### 13.3. La valeur actuelle nette (VAN)

Le calcul de la VAN qui est la somme des bénéfices nets pendant la période considérée se fait en effectuant la différence entre les capitaux investis et les cash-flows actualisés. Elle doit être positive pour que le projet soit rentable. Elle s'exprime par la formule suivante :

$$VAN = \sum CF (1 + i)^{-n} - I$$

Avec:

- VAN : Valeur actuelle nette ;
- CF : Cash flow ;
- I : Coût d'investissement ;
- i : Taux d'actualisation ;
- n : Année.

Pour un taux d'actualisation de 15%, la VAN est égale à 337 732 Ariary.

### 13.4. Le taux de rentabilité interne (TRI)

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

Le taux de rentabilité interne du projet est égal à  $TRI = 19,74 \%$ . Les détails de calcul des études économiques et financières sont donnés en annexe IX.

## Conclusion partielle

D'une part, l'étude d'impact environnemental a montré que les impacts positifs du projet sont beaucoup plus considérables par rapport aux négatifs. Le projet est donc faisable car elle contribue à l'amélioration de l'environnement. Néanmoins, des mesures ont été proposées pour atténuer les impacts négatifs. Il a quand même fallu planifier une gestion environnementale pour suivre de près les mesures prises pour l'atténuation.

D'autre part, la réalisation des métrés et l'établissement du bordereau détail estimatif a permis d'évaluer le coût du projet. En calculant le prix total de paddy et de mandarine en une année, l'étude a montré que le projet est rentable. En fait, la connaissance des paramètres de rentabilité ont servi d'indice pour déduire que le projet est faisable économiquement.



## CONCLUSION GENERALE

Pour conclure, nous pouvons dire que le périmètre d'Andranotakatra est encore sous-exploité malgré un réel potentiel agricole et des opportunités à saisir. Les quelques hectares de rizières actuellement irrigués par le barrage traditionnel, donnant un rendement très prometteur de 1,9T/ha, attestent de ce potentiel agricole qu'a le périmètre. Les enquêtes effectuées au sein de la Commune rendent compte d'une efficacité considérable de la plantation d'agrumes dans la zone d'étude et constitue de ce fait une opportunité pour les bénéficiaires du futur réseau d'irrigation.

Le bilan hydrologique annuel des ressources disponibles pour l'irrigation du périmètre d'Andranotakatra montre que le débit de la rivière Manafona est largement suffisant pour combler les déficits pluviométriques affichés pendant les mois d'étiage. La solution la plus adaptée au contexte du projet pour remédier à cette répartition inégale de la pluviométrie annuelle consiste en l'application du principe de tour d'eau. Ce principe est rendu possible par l'établissement d'un calendrier d'ouverture et de fermeture des vannes au niveau des prises parcellaires. De ce fait, la possibilité d'une double culture a été déduite. Ainsi, l'application du tour d'eau après vérification des conditions requises a été proposée et retenue comme solution face à cette situation.

Tous ces avantages sont tributaires du bon fonctionnement du réseau d'irrigation et sera possible grâce à un dimensionnement conforme de chaque ouvrage tel que le calage de la hauteur du seuil du barrage et les dimensionnements hydrauliques des ouvrages de transport. La pérennité de l'ouvrage quant à elle sera garantie par les calculs de stabilité et les renforcements nécessaires. La qualité du réseau est un point important considéré dans sa conception en respectant la quantité d'eau utile pour l'irrigation sans intrusion ni fuite. Pour le cas des bas-fonds d'Andranotakatra, l'étude s'arrête au niveau des canaux principaux munis de tous les ouvrages de franchissement des différents obstacles.

La durabilité du projet par son respect de l'environnement est une forte potentialité pour la zone d'étude. L'étude d'impact environnemental identifie les possibilités de modifications du milieu récepteur du projet d'aménagement pour en accentuer les bienfaits et en diminuer les effets nuisibles. L'évaluation des prix de tous les travaux a permis de faire ressortir le coût du projet qui s'élève à 643 065 452 Ar TTC avec un TRI de 19,79%, un indice primordial à la définition de sa rentabilité.

Bref, la disposition d'une vaste superficie agricole est une indication affirmant la possibilité d'avancer vers la lutte contre la pauvreté et la lutte contre la faim mais insuffisant sans les infrastructures adéquates. Dans le but d'optimiser l'exploitation Agricole de la Commune rurale d'Antsahalava, il est clair que l'étude au préalable des conceptions techniques des réseaux d'irrigation proposées répond à l'objectif d'accroître la productivité et la production agricole pour l'amélioration de la sécurité alimentaire.

## BIBLIOGRAPHIE

### **Ouvrages et rapports :**

- CHAPERON P., DANLOX J., FERRY L. 1993, Fleuves et Rivières de Madagascar,
- CREAM, Février 2013, Monographie Région Bongolava,
- DEGOUTTE G., Edition Cmagref 1997, « PETITS BARRAGES recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi »,
- DUCROCQ M., 1977, « les bases de l'irrigation, Techniques Agricoles Méditerranéennes, »
- DURET L., 1977, « Estimation du débit de crue à Madagascar » Fonds d'aide et de coopération de la république française,
- HERMANN, 2006, « Eau – Assainissement – Hygiène pour les populations à risque »
- LENCASTRE Edition Eyrolles 1986, « Manuel d'hydraulique général »,
- Ministère de l'Agriculture C.T.G.R.E.F. Groupement d'Aix-en-Provence Division Irrigation, 1979, « Evaluation des quantités d'eau nécessaires aux irrigations » p 115
- Ministère de la production agricole et de la réforme agraire, Janvier 1985, « opération microhydraulique (O. MHL) ». figure 29, figure 32, table 30,
- RANDRIAMORIA J., 2015, « système statistique Agricole et Alimentaire »,
- RASOLOFONIAINA J., CNEAGR 2003-2004, "Cours ouvrages hydraulique",
- RASOLOFONIAINA J., FID février 2003, "Formation dans le domaine de technique en matière de micro-périmètre irrigué",
- RASOLOFONIAINA J., Juillet 2002, « cours d'hydrologie » (R, tps de concentration)
- VAN LAERE P., 2003, « Mémento de l'irrigation ».

### **Support de cours**

- RAMANANTSOA B., cours d'aménagement hydroagricole. ESPA
- RANDRIAMAHERISOA A., Cours d'étude d'impact environnemental. ESPA
- RANDRIAMAHERISOA A., Cours d'hydrologie générale. ESPA

### **WEBOGRAPHIE:**

- <http://www.fao.org/>
- <http://www.fao.org/publications/sofa/2015/fr>

## ANNEXES

**LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE I : Données socioéconomique .....	A1
ANNEXE II : Pluviométrie .....	A1
ANNEXE III : Débits mesurés sur terrain.....	A7
ANNEXE IV : Etude de besoin en eau .....	A10
ANNEXE V : Etude de stabilité du barrage .....	A11
ANNEXE VI: Ouvrages annexes .....	A17
ANNEXE VII : Les canaux principaux.....	A19
ANNEXE VIII : Les ouvrages sur canaux .....	A30
ANNEXE IX : Étude économique .....	A32

## ANNEXE I : Données socioéconomique

Tableau récapitulatif des nombres d'habitants par Fokontany

	Hameaux	habitants	surface	densité
Beambiaty	5	5757	768	7,5
Ampandrana	1	1300	144	9
Antsakaviro	2	1700	142	12
Total	8	8757	1054	8,3

Les établissements scolaires de la Commune

FOKONTANY	HAMEAUX	EPP	Privée
Antsakaviro	Andranganala	1	1
	Ampasika	-	-
Ampandrana	Ampandrana	-	-
	Andakandrano	1	1
Beambiaty	Beambiaty Sud	1	3
	Morarano	1	1
	Andasipike	1	-
	Ankafotra	-	-
	Soakijana	-	-

## ANNEXE II : Pluviométrie

Les données disponibles sont les pluviométries journalières de l'année 2001 jusqu'à 2014.

### II.1. Données pluviométriques

#### II.1.1. Pluviométrie mensuelle

$$P_{\text{mens}} = \sum P_j$$

$P_{\text{mens}}$  : pluie mensuelle

$P_j$  : pluie journalière

#### II.1.2. Pluviométrie annuelle

Les pluviométries annuelles sont les sommes des pluviométries moyennes mensuelles dans une année.

$$P_{\text{annuelle}} = \sum P_{\text{mens}}$$

Ces données sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	année
2001	347	210	248	36	75	0	17	0	21	24	150	339	1467
2002	319	404	271	19	145	4	1	1	148	119	181	246	1858
2003	591	221	331	136	18	52	0	12	4	37	112	272	1786
2004	312	234	369	118	3	0	0	1	18	82	195	537	1869
2005	310	178	195	3	21	7	1	0	3	13	122	465	1318
2006	233	201	195	83	3	0	35	11	0	25	171	313	1270
2007	577	389	50	69	10	0	3	0	5	70	209	199	1581
2008	232	275	107	34	14	0	0	0	33	115	170	259	1239
2009	453	142	186	333	0	0	0	0	4	74	95	219	1506
2010	297	140	247	17	0	0	3	18	0	52	124	301	1199
2011	351	294	339	78	64	0	0	36	0	124	235	132	1653
2012	392	334	274	230	4	0	0	0	0	120	237	229	1820
2013	221	201	206	76	1	0	0	3	1	74	177	255	1215
2014	474	300	179	31	9	0	23	0	4	36	124	217	1397

*Source : service de la météorologie*

### II.1.3. Les pluviométries maximales de 24h.

Les pluviométries maximales de 24h mensuelles ainsi qu'annuelles sont obtenues en identifiant la valeur maximale du mois et de l'année. Ces données sont récapitulées dans le tableau ci-après :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	année
2001	41	28	35	14	61	0	10	0	9	9	21	65	65
2002	77	87	41	5	48	2	1	1	118	25	29	27	118
2003	73	31	40	73	10	49	0	11	3	9	28	48	73
2004	22	23	75	26	3	0	0	1	15	16	24	47	75
2005	68	58	46	1	8	7	1	0	3	5	28	57	68
2006	29	25	62	11	1	0	27	8	0	7	30	37	62
2007	54	58	14	28	9	0	2	0	2	14	58	29	58
2008	24	51	24	8	7	0	0	0	19	30	22	58	58
2009	172	27	18	233	0	0	0	0	4	16	22	34	233
2010	37	25	24	4	0	0	3	6	0	17	25	52	52
2011	53	36	55	16	49	0	0	31	0	31	62	24	62
2012	74	78	37	47	2	0	0	0	0	32	27	30	78
2013	34	37	35	25	1	0	0	3	1	18	36	67	67
2014	64	45	34	11	8	0	22	0	2	24	24	51	64

*Source : service de la météorologie*

## II.2. Données climatologiques de la zone d'étude

	température °C			vent km/jr	insolation [h]	humidité
	min	max	moyenne			
Janvier	16,2	28,1	22,7	173	7,7	75%
Février	16,8	30,1	20,3	173	7,7	76%
Mars	17,6	27,6	22,2	173	7,5	71%
Avril	14,1	26,3	20,0	173	9,3	61%
Mai	13,9	24	18,9	173	8,4	59%
Juin	11,8	24,2	17,5	173	78	60%
Juillet	10,1	21,2	15,5	173	82	58%
Août	10,5	21,5	15,3	173	8,7	53%
Septembre	12,4	24,6	18,2	173	94	46%
Octobre	14,2	31,9	21,0	173	10,8	48%
Novembre	17,5	30,2	22,9	173	9,1	56%
Décembre	16,1	30,1	22,8	173	8,5	68%
Année	10,1	31,9	19,8			

## II.3. Traitements des données pluviométriques

### II.3.1. Les pluviométries moyennes mensuelles et annuelles.

#### III.3.1.1. Calcul de la pluviométrie moyenne

Les méthodes utilisées sont les lois de distribution classique telle que la loi de GAUSS.

La pluviométrie moyenne est obtenue par la formule suivante

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

Avec :

- $P_i$  : pluviométrie annuelle pour l'année  $i$
- $N$  : nombre d'année d'observation

➤ Calcul la variance

C'est la variation relative autour de la valeur centrale de la pluviométrie. Elle est obtenue par la formule suivante :

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

Avec :

- $\sigma^2$  : Variance
- $N$  : Nombre d'année d'observation
- $P_i$  : la pluviométrie annuelle



- $\bar{P}$  : Pluviométrie moyenne

➤ Calcul de l'écart-type

L'écart-type est obtenue par la formule :

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2}$$

Avec :

$\sigma$  : Ecart-type

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

N	14
$\bar{P}$	1512,71
$\sigma^2$	62610,22
$\sigma$	250,22

➤ Pluviométries sèches de fréquences 5, 10 et 25 ans

Les données disponibles sont des pluviométries sur 14 années d'observation. On estimera les pluviométries quinquennales sèches et décennales sèches ainsi que la pluviométrie pour une fréquence de 25 ans. La formule utilisée est la suivante :

$$P_{FSA} = \bar{P} - U_F \cdot \sigma$$

- $\sigma$  : écart-type
- $P_{FHA}$  : Pluviométrie humide pour une fréquence F
- $\bar{P}$  : Pluviométrie moyenne annuelle
- $U_F$  : Variable aléatoire de GAUSS pour une fréquence F dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

F	5	10	25
U	0,84	1,28	1,64

➤ Pluviométrie annuelle humide de fréquences 5, 10 et 25 ans

On estimera la pluviométrie quinquennale humide et décennale humide ainsi que celle d'une fréquence de 25ans. La formule utilisée est la suivante :

$$P_{FHA} = \bar{P}_A + U_F \cdot \sigma$$

Avec :

- $P_{FHA}$  : Pluviométrie humide pour une fréquence F
- $\bar{P}_A$  : Pluviométrie moyenne annuelle
- $U_F$  : Variable aléatoire de GAUSS pour une fréquence F

- $\sigma$  : écart-type

Les valeurs des pluviométries annuelles sèches et humides pour des différentes fréquences sont récapitulées dans le tableau suivant :

F	5	10	25
Ps	1302,53	1192,43	1102,35
Ph	1722,90	1833,00	1923,08

### II.3.1.2. Pluviométries mensuelles interannuelles de fréquences 5, 10 et 25 ans

On calculera le pourcentage entre pluviométrie moyenne mensuelle et pluviométrie moyenne annuelle, Ce rapport est utilisé pour avoir les pluviométries mensuelles interannuelles.

$$\% = \frac{\bar{P}_m}{\bar{P}_a} \times 100$$

C'est à partir de ces rapports qu'on obtient les pluviométries mensuelles interannuelles suivant les étapes ci-après :

- Pluviométries sèches mensuelles

Ces valeurs sont obtenues en appliquant la formule suivante :

$$P_{FSA} = P_{FSA} \times \% \frac{\bar{P}_M}{\bar{P}_A}$$

- Calcul des pluviométries humides mensuelles

La formule utilisée est la suivante :

$$P_{FHA} = P_{FHA} \times \% \frac{\bar{P}_M}{\bar{P}_A}$$

Les pluviométries interannuelles de fréquences 2, 5 et 25 sont enregistrées dans le tableau ci-dessous :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	année
%	24,1	16,6	15,1	6,0	1,7	0,3	0,4	0,4	1,1	4,6	10,9	18,8	100
P5s	314,22	216,68	196,63	77,68	22,57	3,87	5,10	5,04	14,82	59,35	141,58	244,97	1302,53
P10s	287,66	198,36	180,01	71,11	20,66	3,55	4,67	4,62	13,57	54,33	129,61	224,26	1192,43
P25s	265,93	183,38	166,41	65,74	19,10	3,28	4,32	4,27	12,54	50,23	119,82	207,32	1102,35
P5h	415,63	286,61	260,09	102,75	29,86	5,13	6,75	6,67	19,61	78,51	187,28	324,03	1722,9
P10h	442,19	304,92	276,71	109,32	31,76	5,45	7,18	7,10	20,86	83,52	199,24	344,74	1833
P25h	463,92	319,91	290,3	114,69	33,33	5,72	7,54	7,45	21,88	87,63	209,03	361,68	1923,08

Avec :

- Pm : Pluviométrie moyenne,
- P5s : Pluviométrie quinquennale sèche,

- P5h : Pluviométrie quinquennale humide,
- P10s : Pluviométrie décennale sèche,
- P10h : Pluviométrie décennale humide.
- P25s : Pluviométrie pour une période de retour 25 ans sèche,
- P25h : Pluviométrie pour une période de retour 25 ans humide,

### II.3.2. Pluviométrie maximale de fréquences 5, 10 et 25ans.

La pluviométrie maximale de différente fréquence est obtenue par l'ajustement suivant la loi de distribution classique telle que les lois GUMBEL appelée lois doublement exponentielles ou lois de valeurs extrêmes. Elle sera utilisée pour l'estimation des crues. Cette loi s'annonce de la façon suivante :

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

Avec

- F(X) : fonction de non dépassement,
- U : variable réduite dépendant de la loi de distribution considérée.

La pluviométrie maximale de différente fréquence est obtenue par la formule suivante :

$$P_F = P_0 + u_F \times a_G$$

Avec

- $P_F$  : Pluviométrie maximale journalière de différente fréquence
- $P_0$  : variable réduite de GUMBEL
- $u_F$  : ajustement statistique pour la loi du GUMBEL
- $a_G$  : gradex

#### II.3.2.1. Calcul des paramètres

- Variable réduite de GUMBEL :  $P_0$

$$P_0 = P_m - 0,45 \times \sigma$$

- Ajustement statistique pour la loi du GUMBEL :  $u_F$

Cet ajustement statistique est donné par la formule suivante :

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

- Gradex  $a_G$

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

Les valeurs de ces paramètres sont récapitulées dans le tableau ci-après :

N	14
pm	80,93
$\sigma^2$	2162,53
$\sigma$	46,5
a	36,33
Po	60
U5h	1,5
U10h	2,25
U25h	3,2

### II.3.2.2. Les pluviométries maximales

La valeur des pluviométries maximales sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

T	5	10	25	50	100	225
$F=1-(1/T)$	0,8	0,9	0,96	0,98	0,99	0,996
u	1,5	2,25	3,2	3,90	4,60	5,41
Pf	114,5	141,76	176,21	201,76	227,13	256,69

## ANNEXE III : Débits mesurés sur terrain

### III.1. Débit moyen.

Les données à recueillir sont les suivantes :

- Une longueur à fixer,
- Temps de parcours d'un flotteur sur cette longueur
- La section moyenne du lit de la rivière sur laquelle la mesure a été effectuée.

#### III.1.1. La longueur du parcours

La mesure de débit a été faite sur une longueur de 10m.

#### III.1.2. Les temps de parcours

Le temps que fait un flotteur pour parcourir les 10m a été chronométré. La mesure a été reprise trois fois. Les résultats sont les suivants :

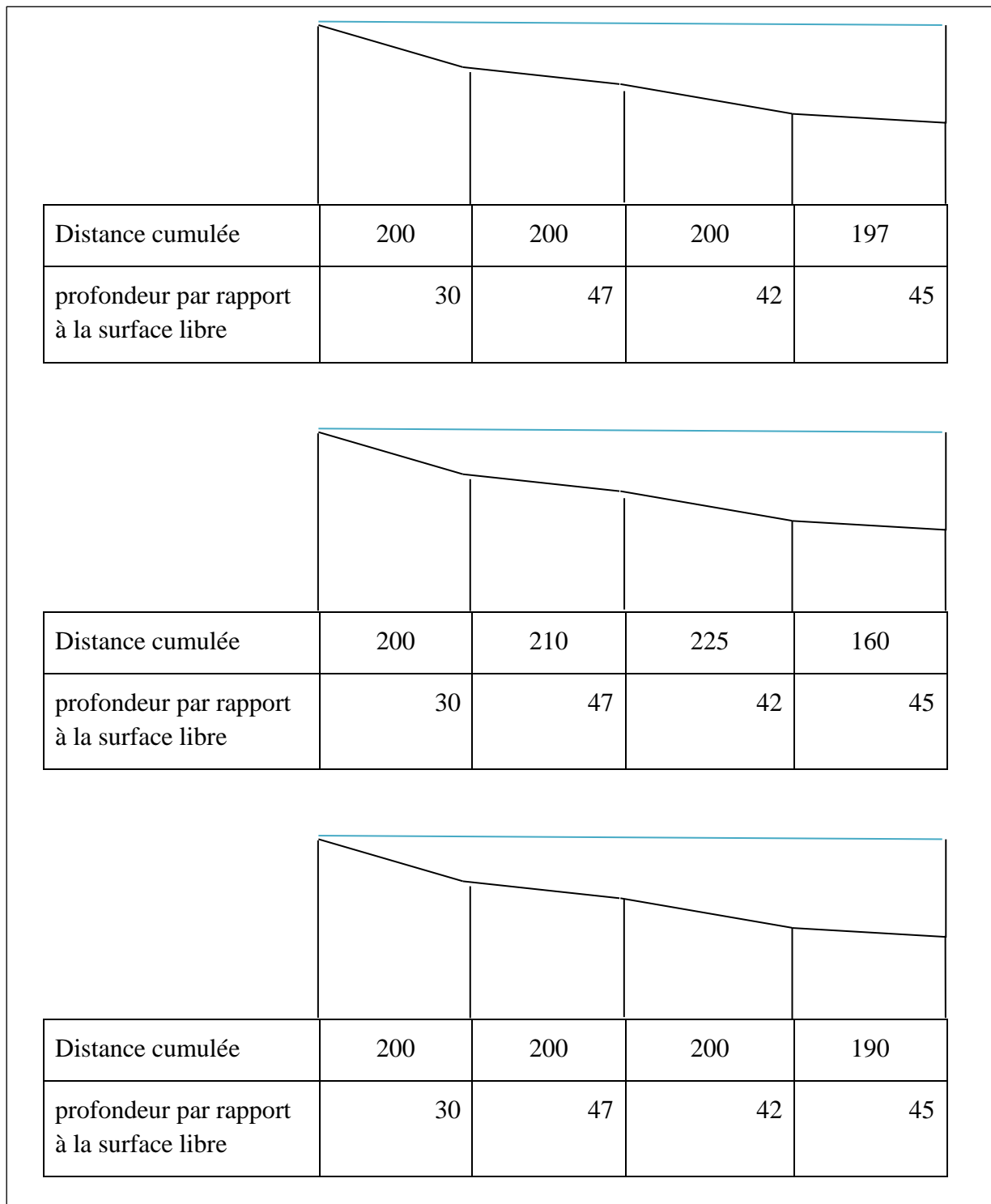
$T_1$  : 3mn 00s

$T_1$  : 2mn 13s

$T_1$  : 2mn 04s

**III.1.1.3. Les sections.**

Sur les 10m, trois sections ont été mesurées. Les mesures sont récapitulées dans la figure suivante :



Sections du lit de la rivière

Unité : [cm]

La section moyenne du lit de la rivière est 2,54m<sup>2</sup>.

Ainsi, Le débit de la rivière en ce jour a été obtenu par la méthode suivante :

- Pour une longueur L sur un temps t, la vitesse est donnée par la formule :

$$V = \frac{L}{t}$$

- Le débit Q est donné par la formule

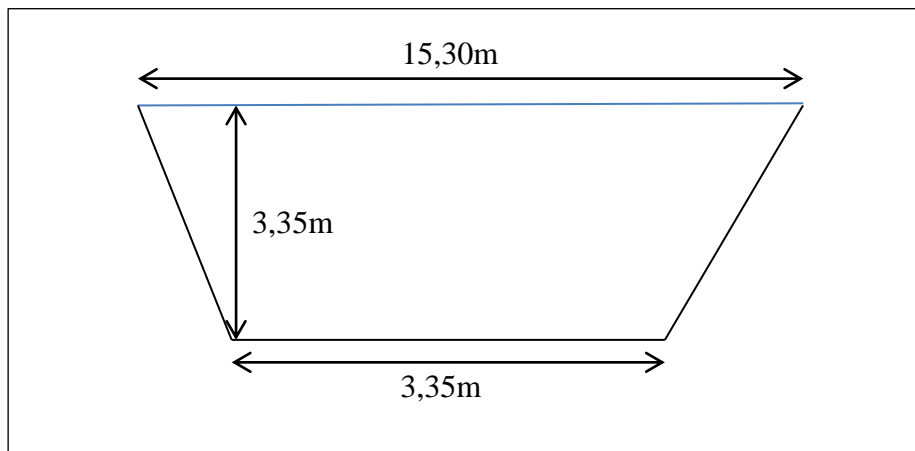
$$Q = V \cdot S$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

S [m <sup>2</sup> ]	L [m]	t [mm]	t [s]	V [m/s]	V moy	Q [m <sup>3</sup> /s]	Q [l/s]
2,54	10	2mn 59	178,57	0,056	0,065	0,16	164,87
		2mn 13	133,33	0,075			
		2mn 34	153,85	0,065			

### III.2. Débit maximal

La mesure de la section du lit de la rivière où a été observée la laisse de crue est donnée par la figure ci-dessous :



Section correspondant à Hmax marqué par la laisse de crue

Le débit maximal est ensuite donné par la formule de Manning-Strickler :

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

Les données nécessaires et le débit de crue sont récapitulés dans le tableau suivant :

L max [m]	H [m]	k	i	S [m <sup>2</sup> ]	P [m]	Rh [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
15,3	3,35	35	0,001	56,87	22,79	2,50	115,78

## ANNEXE IV : Etude de besoin en eau

## IV.1. Calcul de l'ETP selon la méthode du bilan Thornthwaite

La formule utilisée est la suivante :

$$ETP = 1,6 \left( \frac{10 t}{TE} \right)^a$$

- ETP : évapotranspiration potentielle mensuelle [cm]
- T : température en °C
- TE l'indice thermique annuel :

$$TE = \sum_1^{12} i$$

- i: l'indice thermique mensuel

$$i = \left( \frac{t}{5} \right)^{1,514}$$

- a : simplifié de Serra avec  $a = 0,016 TE + 0,5$

Après calcul, ces paramètres sont présentés dans les tableaux suivants :

TE	a
96,85	2,05

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
i	9,89	8,35	9,56	8,13	7,48	6,68	5,56	5,41	7,05	8,78	10,01	9,95

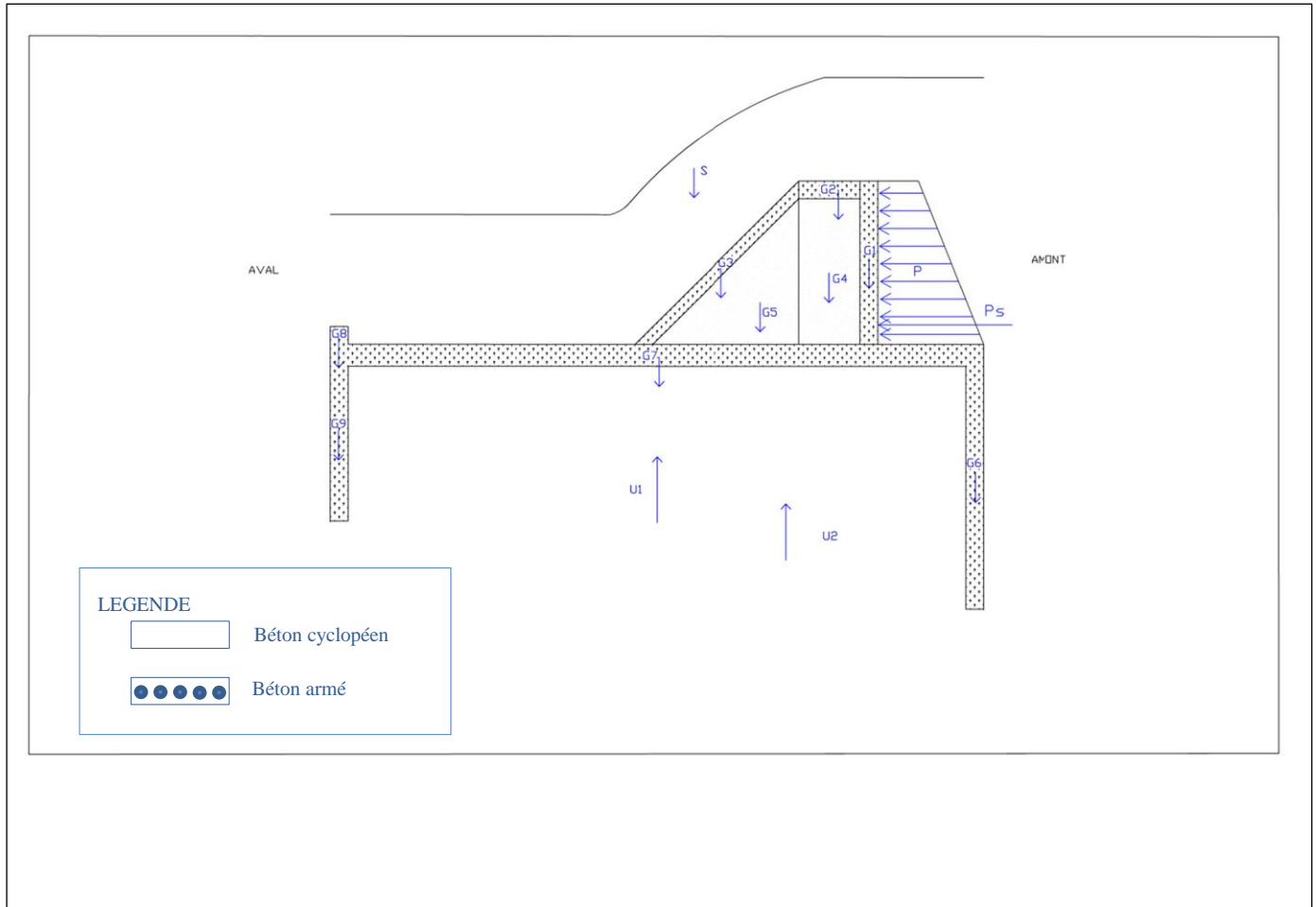
La valeur de l'évapotranspiration selon la formule de Thornthwaite est présentée dans le tableau suivant :

	ETP mensuelle [cm]	Etp mensuelle [mm]	etp [mm/jr]
Janvier	9,17	91,67	3,06
Février	7,29	72,9	2,43
Mars	8,76	87,58	2,92
Avril	7,07	70,71	2,36
Mai	6,3	62,97	2,1
Juin	5,38	53,78	1,79
Juillet	4,19	41,93	1,4
Août	4,08	40,83	1,36
Septembre	5,83	58,28	1,94
Octobre	7,81	78,15	2,6
Novembre	9,33	93,33	3,11
Décembre	9,25	92,5	3,08

## ANNEXE V : Etude de stabilité du barrage

### V.1. Inventaire des actions appliquées le barrage

Les forces agissant sur le barrage sont montrées sur la figure ci-après :



### Forces agissant sur le corps du barrage

Avec :

- **P** : poussée de l'eau
- **Ps** : Poussée des dépôts solides
- **G** : poids de l'ouvrage avec

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7 + G_8 + G_9$$

- **U**: sous pression

$$U = U_1 + U_2$$

- **S**: surcharge subit le barrage, autrement dit, le poids de l'eau au-dessus du barrage



➤ **Poussée de l'eau P:**

C'est l'énergie de la force de pression hydrostatique exercée par l'eau sur le parement amont du barrage. La pression hydrostatique à une profondeur  $H_B$  est donnée par :

$$P = \omega \cdot g \cdot H_B$$

Avec :

- P = pression hydrostatique,
- $\omega$  = poids volumique de l'eau égale à  $1000 \text{ kg/m}^3$ ,
- g accélération de pesanteur égale à  $9,81 \text{ m/s}^2$

Après calcul, on a  $P = 6331 \text{ [daN]}$

➤ **Poids du barrage G**

L'action du poids propre du barrage contribue à sa stabilité. Il est égal à la somme des poids de toutes les parties du barrage avec une masse volumique prise égale à  $2500 \text{ kg/m}^3$  pour le béton armé et  $2400 \text{ kg/m}^3$  pour le béton cyclopéen.

Après calcul, on a  $G = 15071 \text{ [daN]}$

➤ **Poussée des dépôts solides  $P_s$**

Des dépôts solides sont stockés en amont du barrage et donne une action qui se traduit par :

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_i \cdot g \cdot h_s^2 \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Avec :

- $\gamma_i$  = poids volumique immergé ( $1,6 \text{ T/m}^3$ )
- $h_s$  = épaisseur du dépôt en amont du barrage estimé à  $0,3 \text{ m}$
- $\phi$  = angle de frottement interne ( $30^\circ$ )

**Remarque :** la vidange des dépôts solides retenus en amont du barrage doit être effectuée de temps en temps pour ne pas accentuer la force que subi le barrage. Pour le cas présent, on suppose que la vidange se fera à chaque fois que le dépôt en amont atteint une épaisseur de  $30 \text{ cm}$ .

Après calcul, on a  $P_s = 3 \text{ [daN]}$

➤ **Forces de sous pressions U**

Au niveau de la fondation, l'action de l'eau porte le nom de « sous-pression ». Elle joue un rôle particulièrement important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface de contact «béton-terrain». Elle s'exerce sur toute la surface de base de l'ouvrage.

La sous-pression varie linéairement sous la fondation, depuis la parafouille amont jusqu'à la parafouille aval.

$$U_1 = \omega \cdot g \cdot l_0 \cdot h_{aval} \cdot C$$

$$U_1 = \frac{1}{2} \omega \cdot g \cdot l_0 \cdot \Delta H \cdot C$$

$$U = U_1 + U_2$$

- $\omega$ : poids volumique de l'eau égal à 1000 [kg/m<sup>3</sup>]
- $l_0$ : largeur totale du barrage
- $h_{aval}$ : Charge en aval
- $\Delta H$ : Différence de charge en amont et en aval
- $C$  : Coefficient de minoration, généralement pris égal à 0.5.

Après calcul, on a  $U = 9292$  [daN]

#### ➤ La surcharge S

C'est la somme des poids de l'eau au-dessus du barrage donnée par l'expression :

$$S = \omega \cdot g \cdot H_{eau} \cdot L_{barrage}$$

- $\omega$ : poids volumique de l'eau égal à 1000 [kg/m<sup>3</sup>]
- $H_{eau}$  : hauteur d'eau au-dessus du barrage
- $L_{barrage}$  : largeur du barrage

Après calcul, on a  $S = 9936$  [daN]

## V.2. Les conditions de stabilité du barrage

L'étude de stabilité du barrage consiste à vérifier les conditions de non rupture du barrage dû au glissement, au renversement et à la flottaison. La condition de non poinçonnement de la fondation doit également être vérifiée. L'étude est basée sur la prise en compte de la période de crue cinquantennale.

Le calcul de stabilité nécessite une connaissance approfondie des actions auxquelles est soumis l'ouvrage.

### ➤ Stabilité au glissement

Les forces horizontales, plus précisément les poussées de l'eau et la poussée des sédiments ont tendance à déplacer l'ouvrage vers l'aval. Cette tendance va se matérialiser si la résultante des forces horizontales dépasse une valeur critique égale au produit de la résultante des forces verticales par le coefficient de frottement  $Tg \varphi$

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

$$K_g = \frac{(G+S-U) \operatorname{tg} \varphi}{P+P_s} \geq 1$$

Avec:

- G: le poids de l'ouvrage en [daN],
- S : surcharge provoquée par le poids de l'eau sur le barrage en [daN],
- U: la sous pression en [daN],
- P : la poussée de l'eau en [daN],
- $\operatorname{tg} \varphi$  : le coefficient de frottement du béton sur le terrain de fondation.  
 $\operatorname{tg} \varphi = 0.6$  pour une fondation sur sol meuble

Après calcul, on a  $K_G=1,49$

### ➤ Stabilité au renversement

L'ouvrage sous l'effet de la poussée de l'eau et de la sous pression a tendance à se basculer vers l'aval et seul son poids agit pour le stabiliser. Dans ce cas, l'ouvrage doit être suffisamment lourd et la base suffisamment grande pour que la résultante du poids et de la poussée passe à l'intérieur du tiers central de la fondation.

La stabilité au renversement est assurée, si le coefficient  $K_r$  est compris entre 1,5 et 2.

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

Avec :

- $M_s$  : le moment de la stabilité de toutes les forces par rapport au point à l'extrémité aval du barrage tel que G et S [daN.m],
- $M_r$  le moment des forces par rapport à ce même point qui tendent à renverser l'ouvrage tel que P,  $P_s$  et U [daN.m].

Les bras de leviers des forces appliquées au barrage par rapport au point O à l'extrémité aval du barrage et par rapport au point G centre de gravité de l'axe du radier sont montrés dans le tableau suivant :

force	bras de levier en [m]	
	% O	% G
G 1	6,1	2,4
G 2	5,8	2,1
G 3	4,3	0,7
G 4	5,7	2,0
G 5	4,6	1,1
G 6	7,3	3,6
G 7	0,1	-3,6
G 8	0,1	-3,6
G 9	3,7	0,0
P1 (rectangle)	2,9	-1,1
P2 (triangle)	2,6	-0,7
U1	3,7	0,0
U2	4,9	-1,0
Ps	2,6	-0,7
radier amont	6,7	3,0
crête	5,8	2,1
radier aval	1,8	-1,9
parafouille aval	0,1	-3,6

Après calcul, on a  $K_R=1,97$

#### ➤ Stabilité a la flottaison

Elle est vérifiée, si le rapport « poids-barrage-surcharge » par la sous pression est supérieure à 1,1.

$$K_f = \frac{G + S}{U} > 1,1$$

Avec :

- G : poids du barrage [daN],
- S : surcharge provoquée par le poids de l'eau sur le barrage,
- U : sous pression.

Après calcul, on a  $K_F = 1,62$

### ➤ Stabilité élastique

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

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

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

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

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

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

- $\sigma_{max}$  : contrainte maximale [T/m<sup>2</sup>]
- N : somme des efforts normaux à la section en [N],
- S : aire de la section en [m<sup>2</sup>],
- M : moment fléchissant dans la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la base [N.m],
- I : moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du radier exprimé en [m<sup>4</sup>],
- v: la distance maximale de l'axe neutre exprimée en [m]
- B : la base de fondation en [m].

Après calcul, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

N [N]	[m]	B <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	Mi [N.m]	$\tau_{O,A}$ [T/m <sup>2</sup> ]
150713	7	55	246819	4,74

### Résultat des stabilités élastiques

### ➤ Vérification de la règle du tiers central

La règle du tiers central est vérifiée à condition que la résultante des forces agissant dans le dans le corps du barrage passe dans le tiers central de sa base. Autrement dit, il faut que l'excentricité « e » soit inférieure ou égale à la longueur totale du radier sur 6.

$$e \leq \frac{l_r}{6}$$

Avec :

$L_r$  : longueur total du radier égal à 7,4m

$E$  : excentricité de la direction de la résultante des forces appliquées par rapport au centre de gravité de l'ouvrage.

$$e = \left| d - \frac{l_r}{2} \right|$$

Tel que :

$$d = \frac{M_S - M_R}{N}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$L_r$ [m]	$\frac{l_r}{6}$ [m]	$d$ [m]	$e$ [m]
7	1,17	3,80	0,30

Vérification de la règle du tiers central

D'après ce tableau,  $e < \frac{l_r}{6}$  donc la règle du tiers central est vérifié.

## ANNEXE VI: Ouvrages annexes

### Prise principale

La formule utilisée pour dimensionner l'ouverture de la prise est la formule de débit correspondant aux prises noyées :

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

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

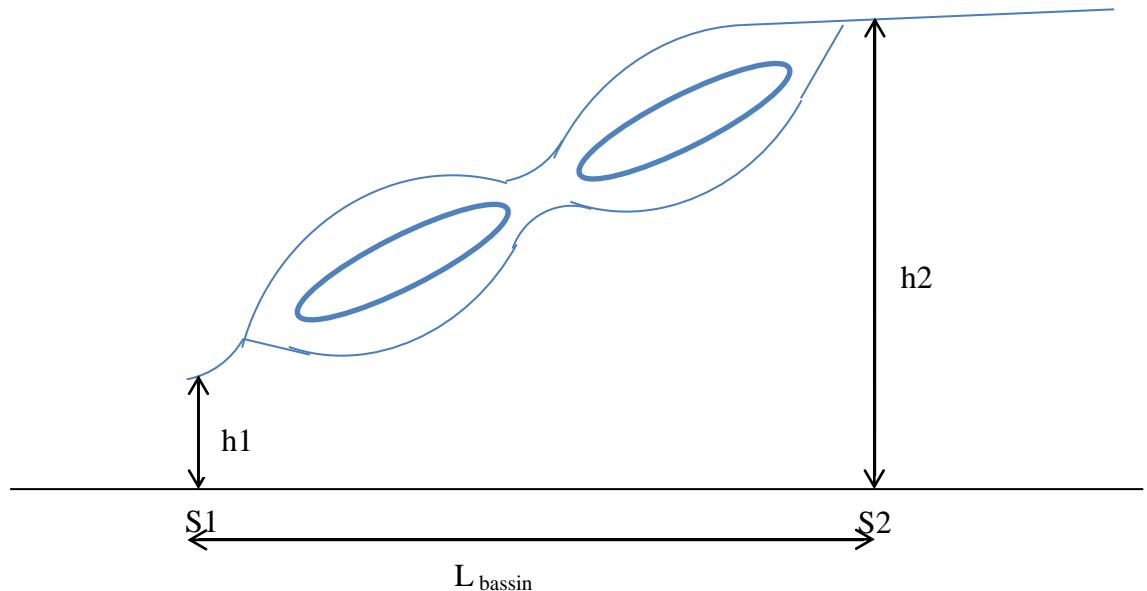
Avec :

- $\mu$ : coefficients de contraction,
- $S$  : aire de l'orifice en [m<sup>2</sup>],
- $\Delta h$  : charge sur l'orifice [m],
- $g$ : accélération de la pesanteur exprimée [m/s<sup>2</sup>].

Après calcul, la section de l'orifice est égale à 0,36 m<sup>2</sup>.

### Détermination de la longueur du bassin de dissipation

La figure ci-dessous montre les deux sections S1 et S2 juste avant et après le ressaut avec les hauteurs d'eau correspondant  $h_1$  et  $h_2$ .



**Figure : ressaut hydraulique**

- $h_1$  est la hauteur d'eau juste avant le ressaut.
- $h_2$  est la hauteur d'eau après le ressaut où le régime d'écoulement est déjà uniforme.

Après calcul, on a  **$h_2=3,41$**

Puisque le régime n'y est pas uniforme, c'est le théorème d'Euler qu'on appliquera à la masse d'eau comprise entre ces deux sections pour obtenir les profondeurs conjuguées. Connaissant  $h_2$ , on va déterminer  $h_1$ .

Le théorème d'Euler s'annonce comme suit :

$$\frac{Q^2}{gS_1} + a_1S_1 = \frac{Q^2}{gS_2} + a_2S_2$$

$$a = \frac{h}{2}$$

$$S = L_{\text{seuil}} \cdot H_{\text{aval}}$$

Avec :

- $Q$  : débit de crue [ $m^3/s$ ]
- $S_1$  : section avant le ressaut [ $m^2$ ]
- $S_2$  : section après le ressaut [ $m^2$ ]
- $g$  : intensité de pesanteur [ $m/s^2$ ]
- $L_{seuil}$  : longueur du seuil [ $m$ ]

Après résolution de l'équation d'Euler, la hauteur  $h_1$  est égale à **0.8m**.

La longueur du bassin est déterminée qui est ici la longueur du ressaut en fonction des hauteurs d'eau avant et après le passage du ressaut. Plusieurs formules déterminent cette longueur. Selon Lencatsre, la longueur du ressaut est donnée par la relation :

$$L_{bassin} = L_{ressaut} = 4,9 h_2 + 1,2 h_1$$

Après calcul, le bassin a une longueur de **17,2m**

## ANNEXE VII : Les canaux principaux

### VII.1. Les valeurs du coefficient $k$

- canal en terre : 30 à 35
- canal maçonné : 45 à 50
- canal en béton : 60 à 70

### VII.2 Pente des talus

Le profil trapézoïdal est le profil normal des canaux d'irrigation. Pratiquement la pente à adopter pour les talus varie avec la nature des terrains :

Les valeurs à adopter sont les suivantes :

- Terres franches : 1/1
- Terres sablonneuses : 3/2
- Terrains sableux : 2/1
- Terres argileuses : 1/2
- Terrains rocheux : 0/1

Pour le cas présent, on est en présence des terres sablonneuses, la valeur de la pente sera 3/2.



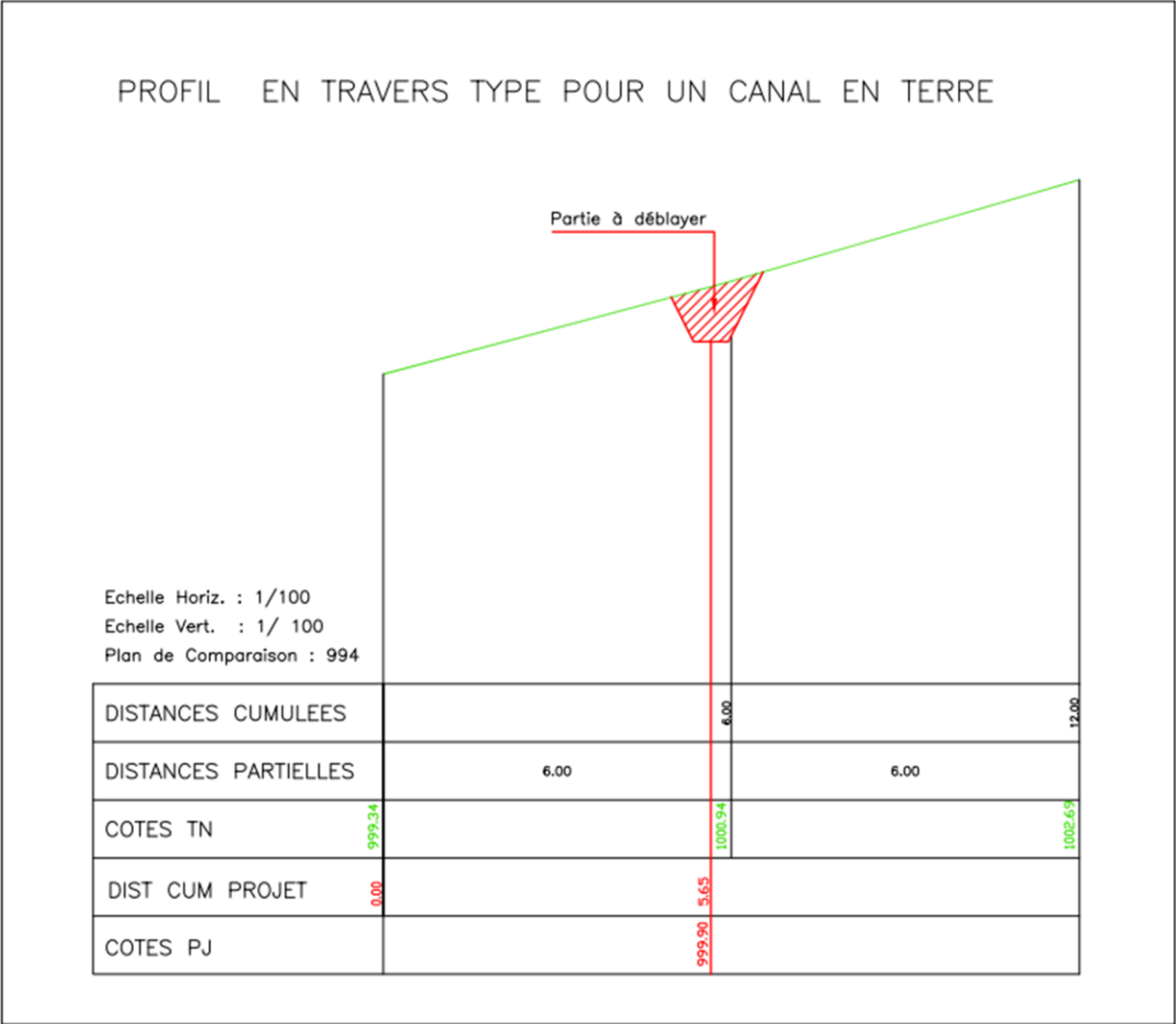
**VII.3. Les caractéristiques du canal principal en rive droite.**

PM	canal	Longueur [m]	K	I [m/m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	section [m x m]			Vitesse [m/s]
						Base	H eau	H canal	
0-138	bétonné	138	65	0,003	0,3	0,9	0,3	0,45	1,11
138-300	en terre	162	35	0,002	0,3	0,93	0,35	0,5	0,59
300-325	en terre	25	35	0,002	0,1	0,51	0,25	0,4	0,45
325-330	en terre	5	35	0,002	0,1	0,51	0,25	0,4	0,45
330-355	bétonné	25	65	0,005	0,1	0,48	0,2	0,35	1,04
355-732	en terre	377	35	0,002	0,1	0,51	0,25	0,4	0,45
732-767	bétonné	35	65	0,005	0,1	0,48	0,2	0,35	1,04
765-850	en terre	85	35	0,002	0,1	0,51	0,25	0,4	0,45
850-1363	en terre	513	35	0,002	0,1	0,51	0,25	0,4	0,45
1363-1375	bétonné	12	65	0,005	0,1	0,48	0,2	0,35	1,04
1375-2857	en terre	1482	35	0,002	0,1	0,51	0,25	0,4	0,45
2857-2889	bétonné	32	65	0,005	0,1	0,48	0,2	0,35	1,04
2889-2997	en terre	108	35	0,002	0,1	0,51	0,25	0,4	0,45
2997-4300	en terre	1303	35	0,003	0,03	0,3	0,15	0,3	0,38
4300-4308	bétonné	8	65	0,01	0,03	0,3	0,1	0,25	1,00
4308-4650	en terre	339	35	0,003	0,03	0,3	0,15	0,3	0,38

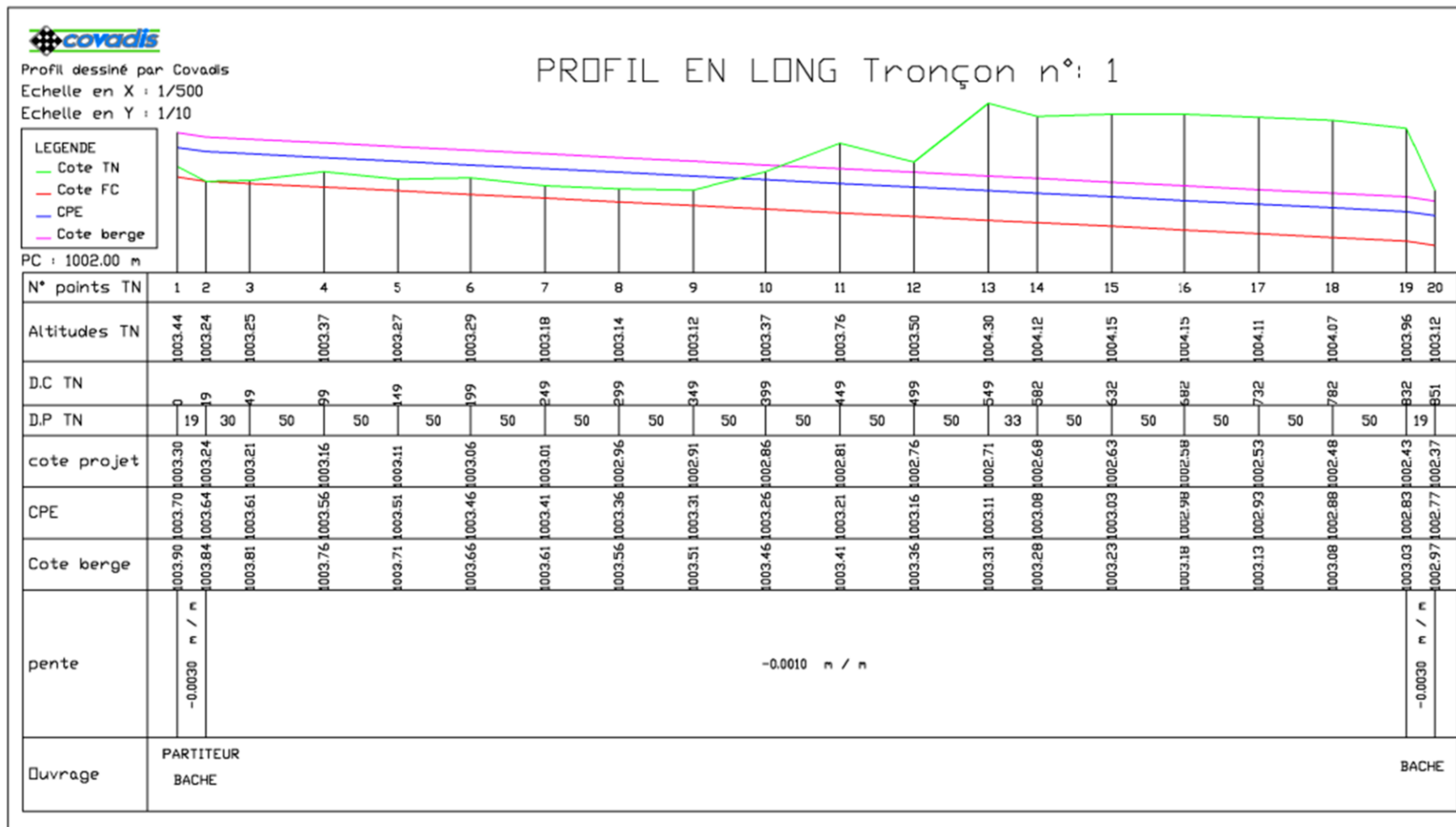
**VII.4. Les caractéristiques du canal principal en rive gauche.**

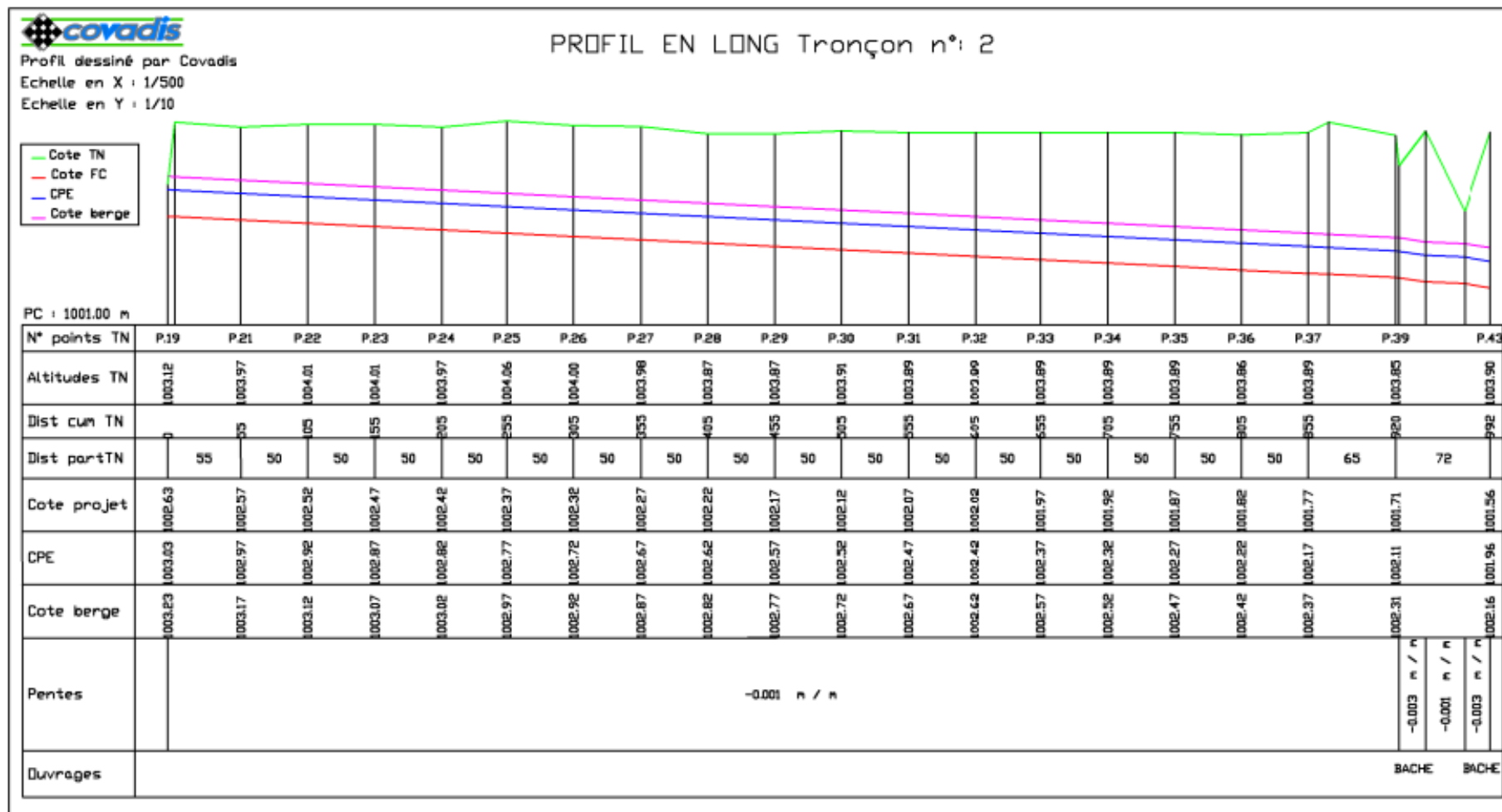
PM	terre / CB	Longueur [m]	K	I [m/m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	section [m x m]			Vitesse [m/s]
						Base	Hauteur	H canal	
18-868	en terre	832	35	0,002	0,2	0,8	0,3	0,45	0,53
868-1706	en terre	838	35	0,002	0,2	0,8	0,3	0,45	0,53
1706-1755	en terre	49	35	0,002	0,15	0,54	0,3	0,45	0,51
1767-1805	en terre	38	35	0,002	0,15	0,54	0,3	0,45	0,51
1825-2454	en terre	629	35	0,002	0,15	0,54	0,3	0,45	0,51
2454-2504	bétonné	50	65	0,005	0,15	0,43	0,3	0,45	1,3
2504-3154	en terre	650	35	0,002	0,15	0,54	0,3	0,45	0,51
3144-3404	en terre	260	35	0,003	0,1	0,68	0,2	0,35	0,51
3404-4123	en terre	719	35	0,003	0,1	0,68	0,2	0,35	0,51
4149-4277	en terre	355	35	0,003	0,1	0,68	0,2	0,35	0,51

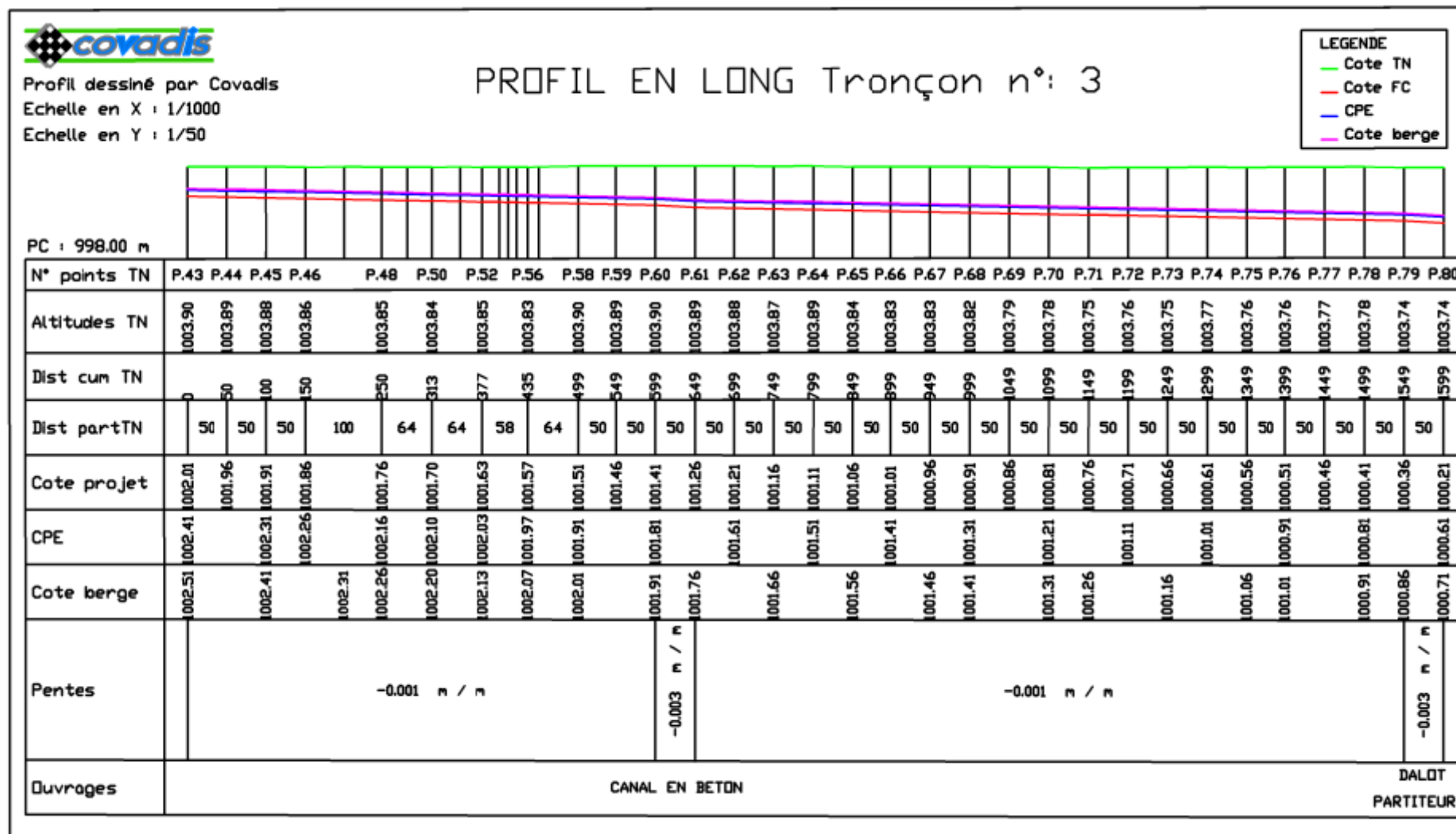
V.II.5. Les profils en travers type d'un canal en terre

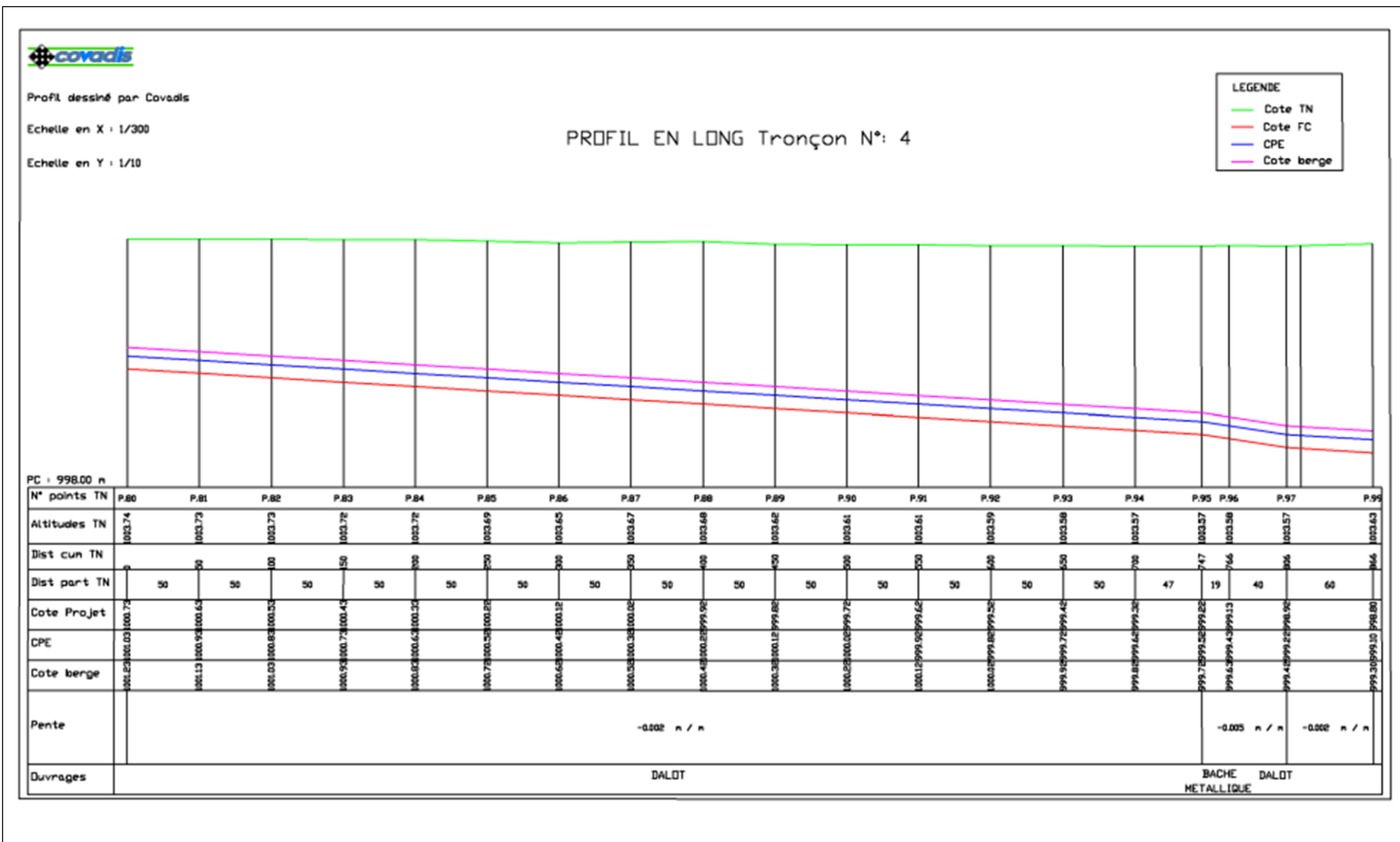


## VII.6. Les profils en long du canal principal rive gauche

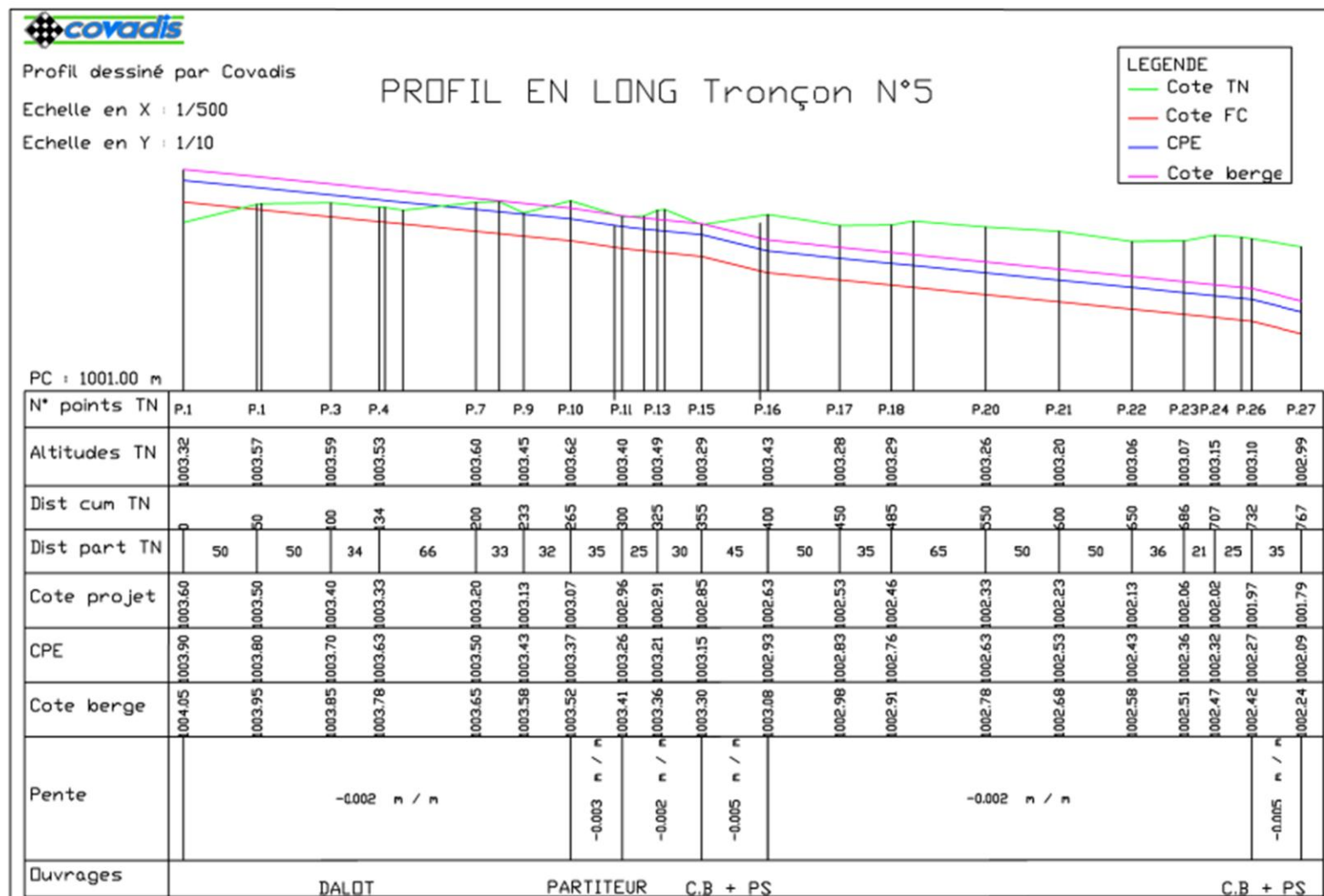


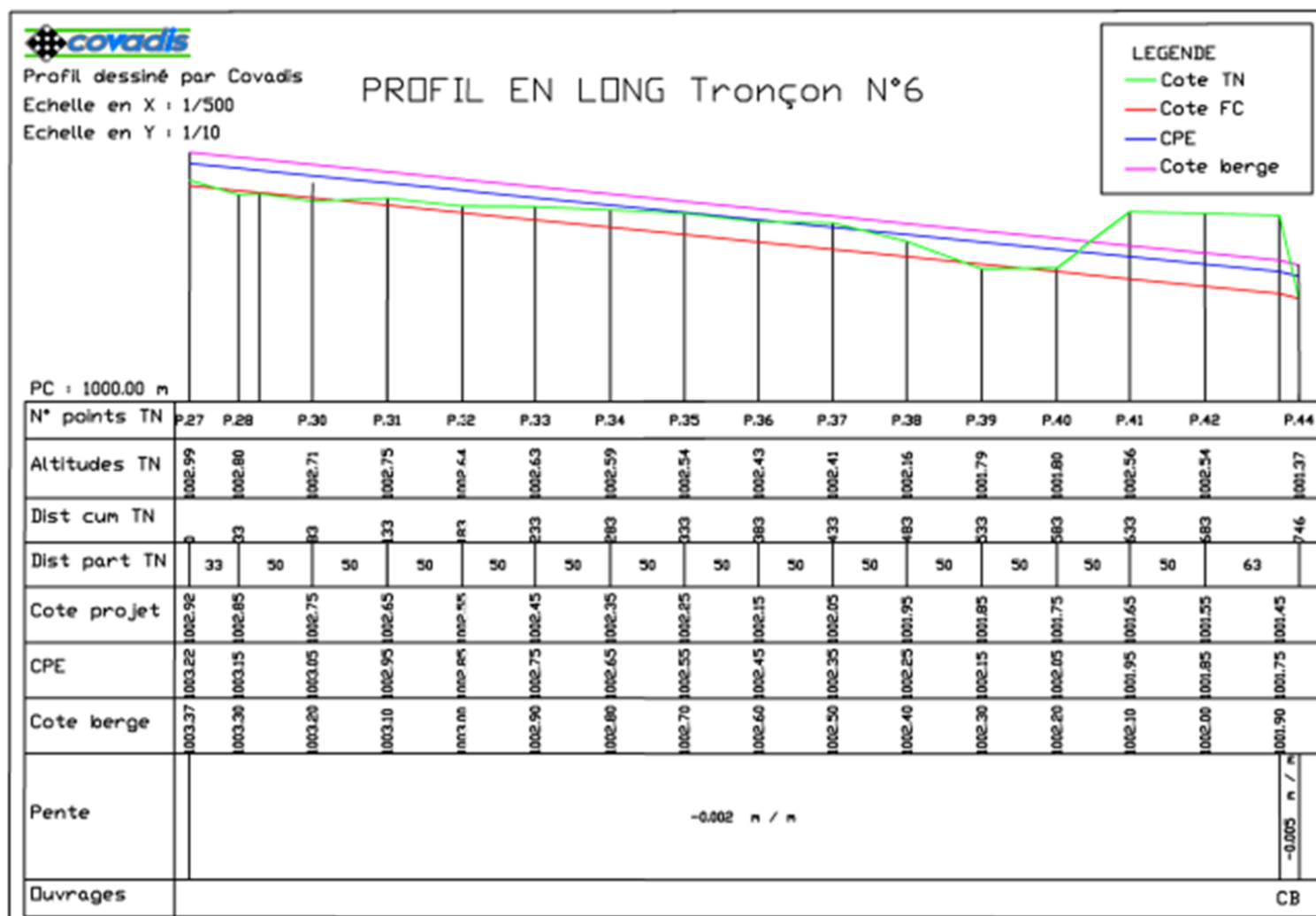




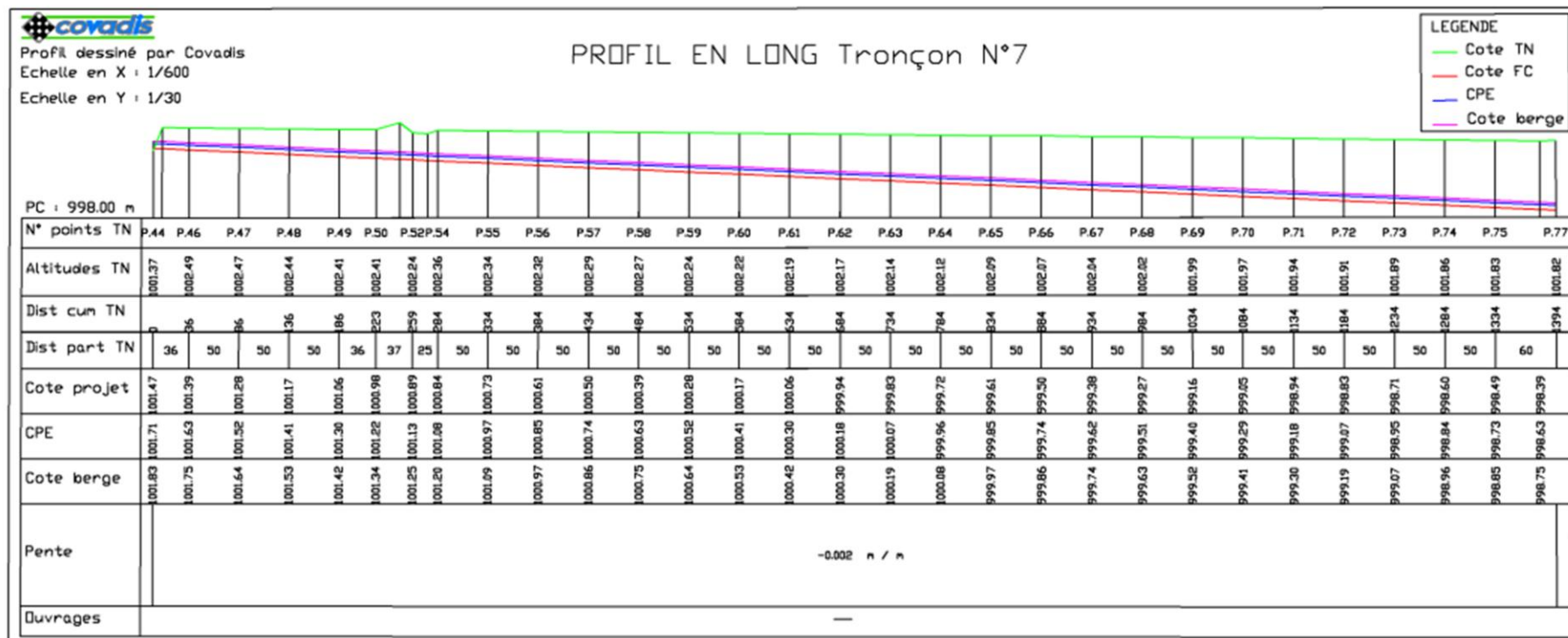


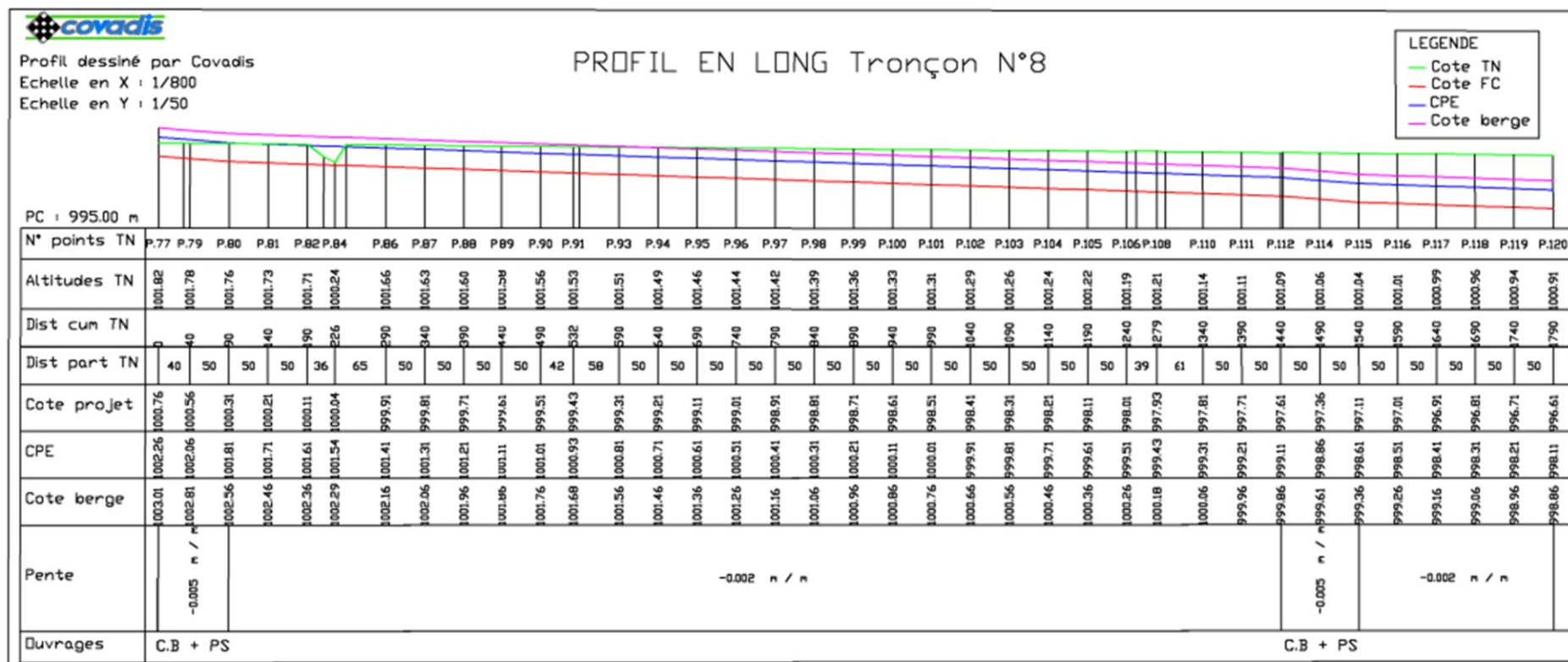
## VII.6. Profils en long du canal principal rive droite











## ANNEXE VIII : Les ouvrages sur canaux

### VIII.1. Les partiteurs.

#### VIII.1.1 Caractéristique et principe de dimensionnement

Il peut être mobile ou fixe mais pour le cas présent, le type adopté est le partiteur fixe sera utilisé. Il partagera en fraction constante le débit à distribuer. Il est constitué de deux seuils dont la crête est toujours à la même cote.

Les seuils fonctionnent comme un déversoir dont les formules sont :

$$Q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$Q_1 = m \cdot L_1 \cdot \sqrt{2g} \cdot h_1^{\frac{3}{2}}$$

$$Q_2 = m \cdot L_2 \cdot \sqrt{2g} \cdot h_2^{\frac{3}{2}}$$

Avec :

- Q : débit initial à partager
- $Q_1$  et  $Q_2$  : débits respectifs dans les deux canaux dérivés
- L : largeur du seuil
- $L_1$  et  $L_2$  : Largeur de chaque seuil
- m: représentent les coefficients de contraction,
- h : la charge en m,
- g : l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$ .

$m = 0,6$  (source : mémento du micro hydraulique P26)

Or  $h = h_1 = h_2$  ainsi que :  $Q = Q_1 + Q_2$

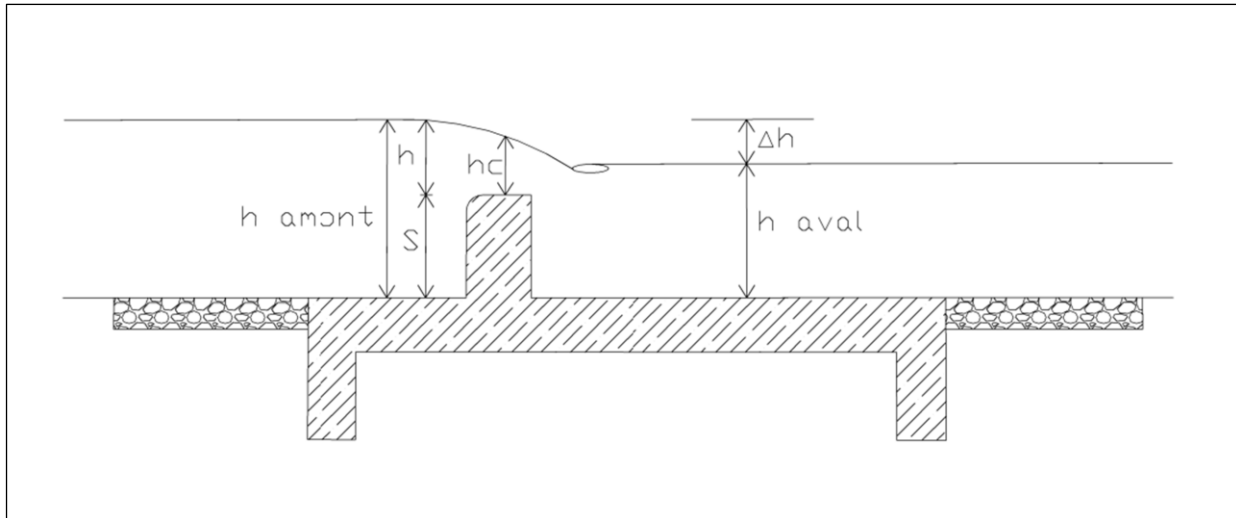
La largeur du canal est à diviser en deux, ce sera également la largeur total du seuil. Ainsi :

$$L = L_1 + L_2$$

L'équation de proportionnalité donne :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{L_1}{L_2}$$

## VIII.1.2. Dimensionnement du seuil



- $h_{\text{amont}}$  : hauteur d'eau dans le canal principale
- $S$  : hauteur du seuil
- $h$  : hauteur spécifique
- $h_c$  : hauteur critique sur le seuil
- $\Delta h$  : perte de charge
- $H_{\text{aval}}$  : hauteur d'eau en aval du seuil.
- $L$  largeur du seuil
- $e$  seuil: épaisseur du seuil

La hauteur d'eau en amont du seuil c'est-à-dire dans le canal principal est déjà connu dans les caractéristiques des canaux principaux. En général, on prend :

$$h_{\text{amont}} \leq 3h_c$$

$$S = \frac{3}{2} h_c$$

Minimum,  $S = 0,10\text{m}$

$$h = \frac{3}{2} h_c$$

$$\Delta h = 0,6 h_c \text{ meme } \Delta h = h$$

Pour une bonne répartition des débits, il est à conseiller :

$$S = 1,5 h_c = h$$

$$e_{\text{seuil}} = 3,5 h_c$$

Après calcul, les caractéristiques des partiteurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

	L	L1	L2	h2	s	h	hc	Dh	h3	e seuil
Partiteur 1	0,5	0,34	0,16	0,25	0,125	0,125	0,083	0,1	0,15	0,29
Partiteur 2	0,4	0,18	0,22	0,32	0,16	0,16	0,107	0,1	0,22	0,37
Partiteur 3	0,4	0,21	0,19	0,30	0,15	0,15	0,100	0,1	0,2	0,35

## ANNEXE IX : Étude économique

### IX.1. Bordereau estimatif du projet d'aménagement du périmètre d'Andranotakatra

Ref	Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
0- installation de chantier		fft	1	69 898 418,70	69 898 419,00
<b>1-BARRAGE</b>					<b>130 202 883,00</b>
1.1	Batardeau	fft	1	200 000	200 000,00
1.2	Dragage en amont du barrage	fft	1	5 000	5 000,00
1.3	Démolition maçonnerie existant	m3	9,6	9200	88 320,00
1.4	Déblai ordinaire et ouverture de tranché pour conduite	m3	500	9 200	4 600 000,00
1.5	Déroctage	m3	3	15 400	46 200,00
1.6	Décapage	m2	250	900	225 000,00
1.7	Remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	500	5 300	2 650 000,00
1.8	Fouille en rigole	m3	691,5	3 500	2 420 250,00
1.9	Evacuation des terres excédentaires	m3	1310,65	2 300	3 014 495,00
1.10	Coffrage	m2	426,25	14 900	6 351 125,00
1.11	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	9,38	207 600	1 947 288,00
1.12	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	122,29	357 000	43 657 530,00
1.13	Béton cyclopéen dosé à 300kg/m3	m3	26,75	296 100	7 920 675,00
1.14	Enrochement aval	m3	250	40 000	10 000 000,00
1.15	Battage de pieux d=150mm	ml	2742	3 900	10 693 800,00
1.16	Géotextile synthétique	m2	240	122 100	29 304 000,00
1.17	Fourniture et pose poutrelle en madrier pour vanne de chasse	U	2	120 500	241 000,00
1.18	Acier pour armature D≤20	kg	1229	5 300	6 513 700,00
1.19	Fourniture et pose de vanne de prise à vis sans fin rive gauche 75x100	U	1	324 500	324 500,00

Ref	Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
<b>2-MUR D'ENCAISSEMENT EN BETON ARME</b>					<b>42 812 094,00</b>
2.1	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	48,21	357 000	17 210 970,00
2.2	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	0,24	207 600	49 824,00
2.3	Acier pour armature D≤20	kg	4821	5 300	25 551 300,00
<b>3-CANAL EN BETON</b>					<b>88 314 828,00</b>
3.1	Décapage	m2	62	900	55 800,00
3.2	Fouille en rigole	m3	186,89	3 500	654 115,00
3.3	Evacuation des terres excédentaires	m3	205,58	2 300	472 834,00
3.4	Remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	93,2	5 300	493 960,00
3.5	Acier pour armature D≤20	kg	6988,6	5 300	37 039 580,00
3.6	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	28,39	207 600	5 893 764,00
3.7	Coffrage	m2	105,2	14 900	1 567 480,00
3.8	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	98,27	357 000	35 082 390,00
3.9	Enduit ordinaire au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	489,4	7 700	3 768 380,00
3.10	Chape ordinaire au mortier de ciment dosé à 450kg/m3	m2	345,95	9 500	3 286 525,00
<b>3-CANAL EN TERRE</b>					<b>80 427 041,00</b>
3.1	Fouille en rigole	m3	3716,94	3500	13 009 290,00
3.2	Evacuation des terres excédentaires	m3	4088,64	2 300	9 403 872,00
3.3	Engazonnement	m2	8866,33	6 300	55 857 879,00
3.4	Déroctage	m3	140	15 400	2 156 000,00
<b>4- DALOT</b>					<b>27 417 090,00</b>
4.1	Fouille en rigole	m3	39,66	3500	138 810,00
4.2	Evacuation des terres excédentaires	m3	43,63	2 300	100 349,00
4.3	Remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	1128	5 300	5 978 400,00
4.4	Acier pour armature D≤20	kg	600	5 300	3 180 000,00
4.5	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	4,55	207 600	944 580,00
4.6	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	24,52	357 000	8 753 640,00
4.7	Maçonnerie de moellon	m3	42,41	151 100	6 408 151,00
4.8	Coffrage	m2	128,4	14 900	1 913 160,00
4.9	Remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	12	5 300	63 600,00
<b>5- PASSAGE SUPERIEURE</b>					<b>10 447 981,00</b>
5.1	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	7,71	357 000	2 752 470,00
5.2	Acier pour armature D≤20	kg	977,76	5 300	5 182 128,00
5.3	Maçonnerie de moellon	m3	13,86	151 100	2 094 246,00
5.4	Coffrage	m2	28,13	14 900	419 137,00

Ref	Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
<b>6- MURETTE</b>					<b>5 418 318,00</b>
6.1	Fouille en rigole	m3	35,98	3500	125 930,00
6.2	Evacuation des terres excédentaires	m3	39,58	2 300	91 034,00
6.3	Remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	9,8	5 300	51 940,00
6.4	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	4,35	357 000	1 552 950,00
6.5	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	1,45	207 600	301 020,00
6.6	Maçonnerie de moellon	m3	4,64	151 100	701 104,00
6.7	Enduit ordinaire au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	23,2	7 700	178 640,00
6.8	Chape ordinaire au mortier de ciment dosé à 450kg/m3	m3	11,6	9 500	110 200,00
6.9	Acier pour armature D≤20	kg	435	5 300	2 305 500,00
<b>7- PARTITEUR</b>					<b>20 083 682,00</b>
7.1	Fouille en rigole	m3	35	3500	122 500,00
7.2	Evacuation des terres excédentaires	m3	38,5	2 300	88 550,00
7.3	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	18,22	357 000	6 504 540,00
7.4	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	13,67	207 600	2 837 892,00
7.5	Coffrage	m2	46,5	14 900	692 850,00
7.6	Acier pour armature D≤20	kg	1822	5 300	9 656 600,00
7.7	Madrier	m2	1,5	120 500	180 750,00
<b>8- BACHE EN BETON ARME</b>					<b>35 258 893,00</b>
8.1	Fouille en rigole	m3	50	3500	175 000,00
8.2	Evacuation des terres excédentaires	m3	55	2 300	126 500,00
8.3	Remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	5	5 300	26 500,00
8.4	Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	31,4	357 000	11 209 800,00
8.5	Enduit ordinaire au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	64,62	7 700	497 574,00
8.6	Acier pour armature D≤20	kg	3139	5 300	16 636 700,00
8.7	Chape ordinaire au mortier de ciment dosé à 450kg/m3	m2	55	9 500	522 500,00
8.8	Maçonnerie de moellon	m3	23,29	151 100	3 519 119,00
8.9	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	1,5	207 600	311 400,00
8.10	Coffrage	m2	132	14 900	1 966 800,00
8.11	Fourniture de battage et de pieux d=150mm	ml	50	3 900	195 000,00
8.12	Joint water stop	ml	10	7 200	72 000,00

Ref	Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
<b>9- BACHE METALLIQUE</b>					<b>15 520 435,00</b>
9.1	fouille en rigole	m3	40	3500	140 000,00
9.2	évacuation des terres excédentaires	m3	44	2 300	101 200,00
9.3	béton armé dosé à 350kg/m3	m3	14,5	357 000	5 176 500,00
9.4	remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	7	5 300	37 100,00
9.5	Maçonnerie de moellon	m3	36,25	151 100	5 477 375,00
9.6	béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	0,52	207 600	107 952,00
9.7	fer en L 30 x 30 x3 porté 8m	U	4	30 000	120 000,00
9.8	Tôle	U	3	150 000	450 000,00
9.9	fourniture et pose de joint	ml	4,14	7 200	29 808,00
9.10	acier pour armature D≤20	kg	725	5 300	3 842 500,00
9.11	Chape ordinaire au mortier de ciment dosé à 450kg/m3	m2	4	9 500	38 000,00
<b>10- PRISE SUR CANAUX</b>					<b>5 221 539,00</b>
10.1	décapage	m2	72	900	64 800,00
10.2	fouille en rigole	m3	6	3 500	21 000,00
10.3	évacuation des terres excédentaires	m3	6,6	2 300	15 180,00
10.4	remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	9	5 300	47 700,00
10.5	Maçonnerie de moellon	m3	9	151 100	1 359 900,00
10.6	béton armé dosé à 350kg/m3	m3	1,58	357 000	564 060,00
10.7	Fourniture et pose de vanne de prise à vis sans fin rive gauche 75x100	U	6	261 000	1 566 000,00
10.8	béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	0,49	207 600	101 724,00
10.9	Enduit ordinaire au mortier de ciment dosé à 350kg/m3	m2	13,5	7 700	103 950,00
10.10	Chape ordinaire au mortier de ciment dosé à 450kg/m3	m2	12,75	9 500	121 125,00
10.11	acier pour armature D≤20	kg	237	5 300	1 256 100,00
<b>11- CANAUX DE DRAINAGE</b>					<b>4 801 074,00</b>
11.1	décapage	m2	287,5	900	258 750,00
11.2	fouille en rigole	m3	143,75	3 500	503 125,00
11.3	évacuation des terres excédentaires	m3	158,13	2 300	363 699,00
11.4	remblai compacté en provenance d'emprunt sur place d<1km	m3	10	5 300	53 000,00
11.5	engazonnement	m2	575	6 300	3 622 500,00
<b>TOTAL HORS INSTALLATION DE CHANTIER ET HORS TAXES</b>					<b>535 887 877,00</b>
<b>TVA 20%</b>					<b>107 177 575,40</b>
<b>TOTAL TTC</b>					<b>643 5 452,40</b>



**IX.2. Charge d'exploitation****IX.2.1. Matériels agricoles**

Dépenses en matériels agricoles (en milliers d'Ariary)

Désignation	Quantité/demi jour/ha	P.U/demi jour/ha	Couts / ha
Charrues	5	20	100
Herses	2	17,5	35
Sarclouses	2	15	30
Pulvérisateurs	2	12,5	25
Batteuses	2	17,5	35
Pelles	20	15	300
Charrettes	5	20	100
total			625

**IX.2.2. Cout des intrants**

Seules les semences, les traitements et les engrais dont l'utilisation reste encore limitée, constituent le cout des intrants. Les prix sont en milliers d'Ariary ; Ils figurent dans les tableaux ci-après :

## ➤ Pour la riziculture

	quantité/ha	P.U	couts/ha
semence riz	30	0,9	27
Fumier/Charrette	15	2,5	37,5
compost	80	3	240
total			304,5

## ➤ Pour l'agrumes

	quantité/ha	P.U	couts/ha
fumier	25	70	1750
insecticide	400	20	8000
total			9750

**IX.2.3. Main d'œuvre**

Il s'agit des sommes dépensées pour la main d'œuvre nécessaire, pendant toutes les étapes de la production. Le prix journalier reste constant pendant toutes les activités. Seul varie le nombre des hommes nécessaires à chaque phase de travail, par hectare.

## ➤ Pour la riziculture : Les dépenses en main d'œuvre sont résumées dans le tableau suivant en milliers d'Ariary:

	rendement (hj/ha)	P.U (hj/ha)	Couts/ha
Pépinières (4ares/ha)	8	10	64
Curage	2	3	16
Mise en eau	2	3	16
Nivellement (mihosy)	8	3	64
Repiquage	10	3	80
Entretien	10	3	80
Désherbage (2 fois)	10	3	80
Traitement	0	3	0
Récolte	10	3	80
Transport des bottes	5	3	40
Battage (mively vary)	5	3	40
Vannage/Séchage	8	3	64
total			624

*Remarque : 1 are de pépinière pour 25 ares de rizière.*

- Pour l'agrumes : Pour la culture d'agrumes, deux personnes par hectare par semaine s'en occupent pour les travaux nécessaires et la surveillance. Le cout de la main d'œuvre est de 55 897 millier d'Ariary.

### IX.3. Calcul de rentabilité

#### IX.3.1. Hypothèse de base

La superficie et rendement avant et après aménagement sont représenté dans le tableau suivant :

		avant aménagement		après aménagement	
		superficie	rendement	superficie	rendement
riziculture		6	2	160	4
agrumes		6	80	140	120

Après aménagement, la superficie exploitée est supposée comme suit :

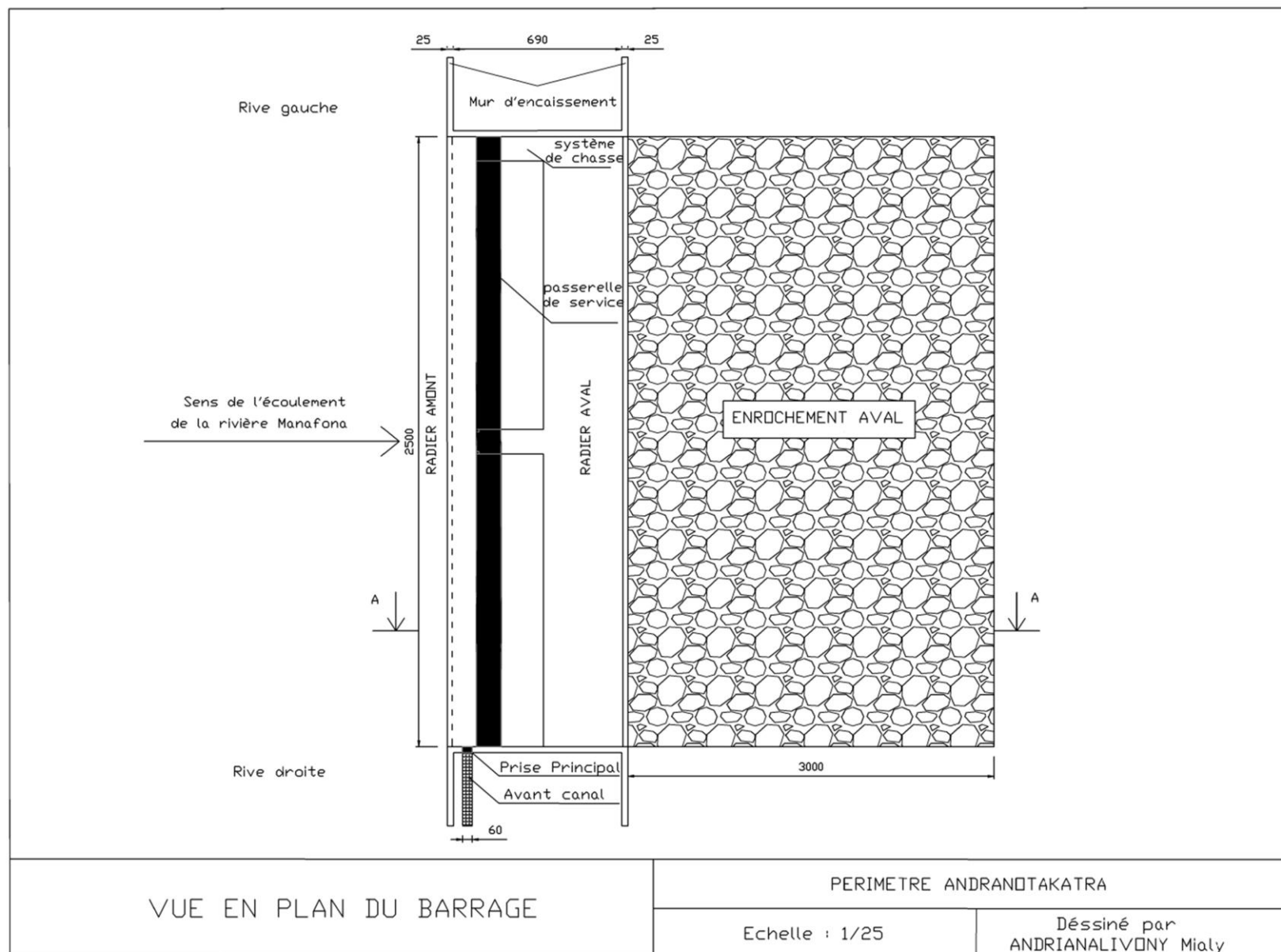
	superficie exploitée	
	riziculture	agrumes
1ere année	1/2	1/4
2ème année	3/4	1/2
3ème année	1	3/4
4ème année	1	1
5ème année	1	1
6ème année	1	1
7ème année	1	1

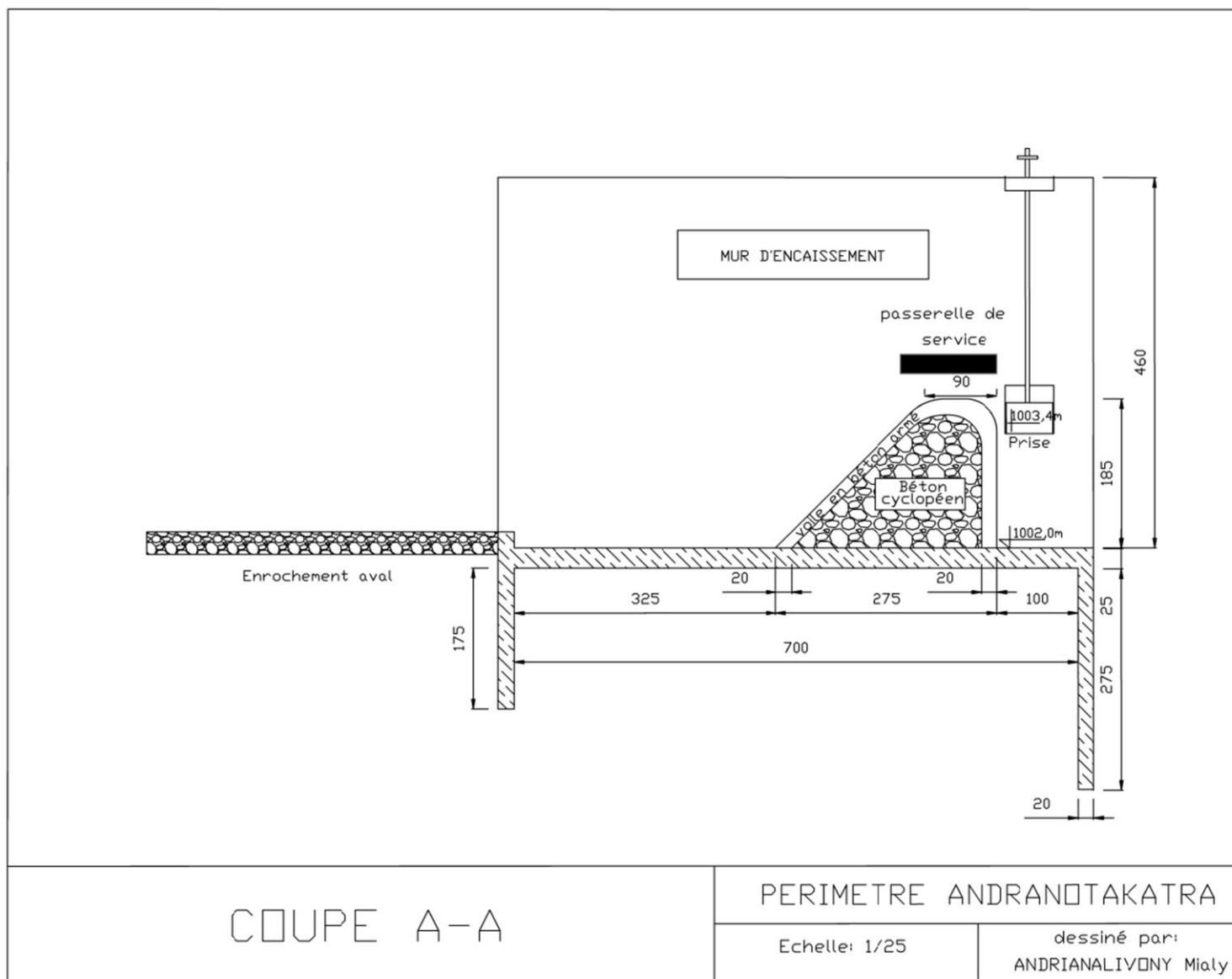
### IX.3. Calcul de la VAN et TRI

	année	0	1	2	3	4	5	6	7	VAN
Riziculture	Superficie [ha]	6	80	120	160	160	160	160	160	
	Rendement [T/ha]	1,9	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	
	Production [T]	11,4	304	456	608	608	608	608	608	
	différence de superficie [ha]	0	74	114	154	154	154	154	154	
	différence de production [T]	0	292,6	444,6	596,6	596,6	596,6	596,6	596,6	
	différence de recette [Ar]	0	219 450	333 450	447 450	447 450	447 450	447 450	447 450	
	charge d'exploitation [Ar]	0	229 844	354 084	478 324	478 324	478 324	478 324	478 324	
Agrume	Superficie [T]	6	35	70	105	140	140	140	140	
	Rendement [T/ha]	80	80	80	100	100	100	100	120	
	Production [T]	480	480	480	3500	7000	10500	14000	16800	
	différence de superficie [ha]	0	29	64	99	134	134	134	134	
	différence de production [T]	0	0	0	3020	6520	10020	13520	16320	
	différence de recette [Ar]	0	0	0	4 530 000	9 780 000	15 030 000	20 280 000	24 480 000	
	charge d'exploitation [Ar]	0	1 903 763	4 201 408	6 499 053	8 796 698	8 796 698	8 796 698	8 796 698	
TRI=19,74%										
somme charge d'exploitation [Ar]		0	2 133 607	4 555 492	6 977 377	9 275 022	9 275 022	9 275 022	9 275 022	
somme recettes [Ar]			219 450	333 450	4 977 450	10 227 450	15 477 450	20 727 450	24 927 450	
Investissement [Ar]		643 065								
Prix pieds d'agrume [Ar]		134 000								
gestion/ entretien [Ar]			22 967	22 967	22 967	22 967	22 967	22 967	22 967	
Amortissement [Ar]			91 866	91 866	91 866	91 866	91 866	91 866	91 866	
total dépense [Ar]		777 065	2 248 440	4 670 325	7 092 210	9 389 855	9 389 855	9 389 855	9 389 855	
CASH FLOW		(777 065)	(2 028 990)	(4 336 875)	(2 114 760)	837 595	6 087 595	11 337 595	15 537 595	
taux d'actualisation 15%	1,000	0,870	0,756	0,658	0,572	0,497	0,432	0,376	337 732	
	(777 065)	(1 764 339)	(3 279 301)	(1 390 489)	478 898	3 026 611	4 901 555	5 841 157		
taux d'actualisation 16%	1,000	0,862	0,743	0,641	0,552	0,476	0,410	0,354	(49 566)	
	(777 065)	(1 749 129)	(3 223 005)	(1 354 837)	462 596	2 898 383	4 653 428	5 497 660		

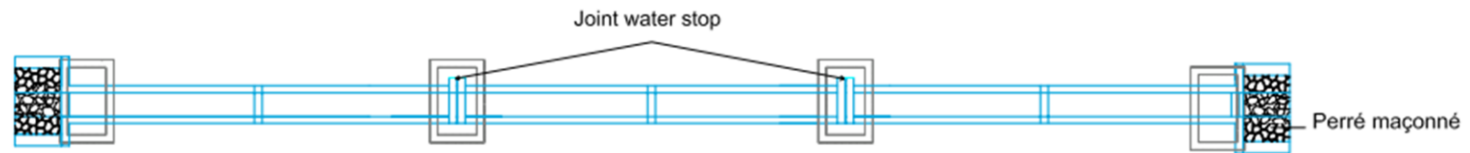
Les valeurs entre parenthèses sont des valeurs négatives.

PLANCHER

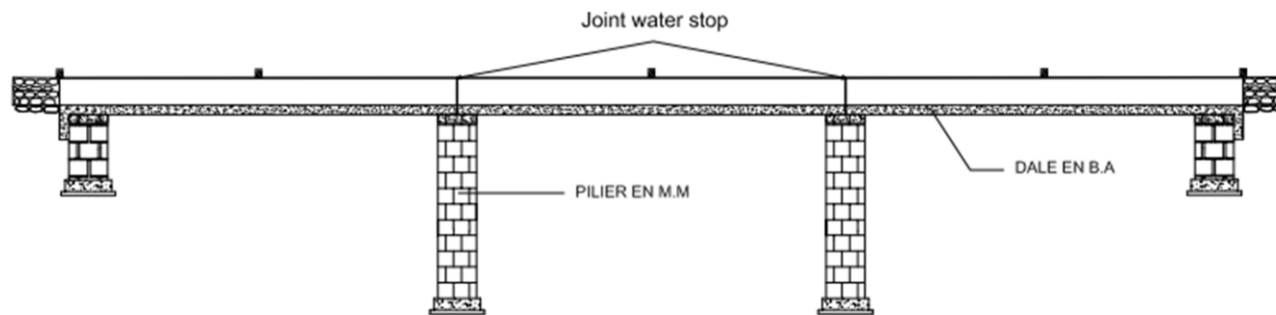




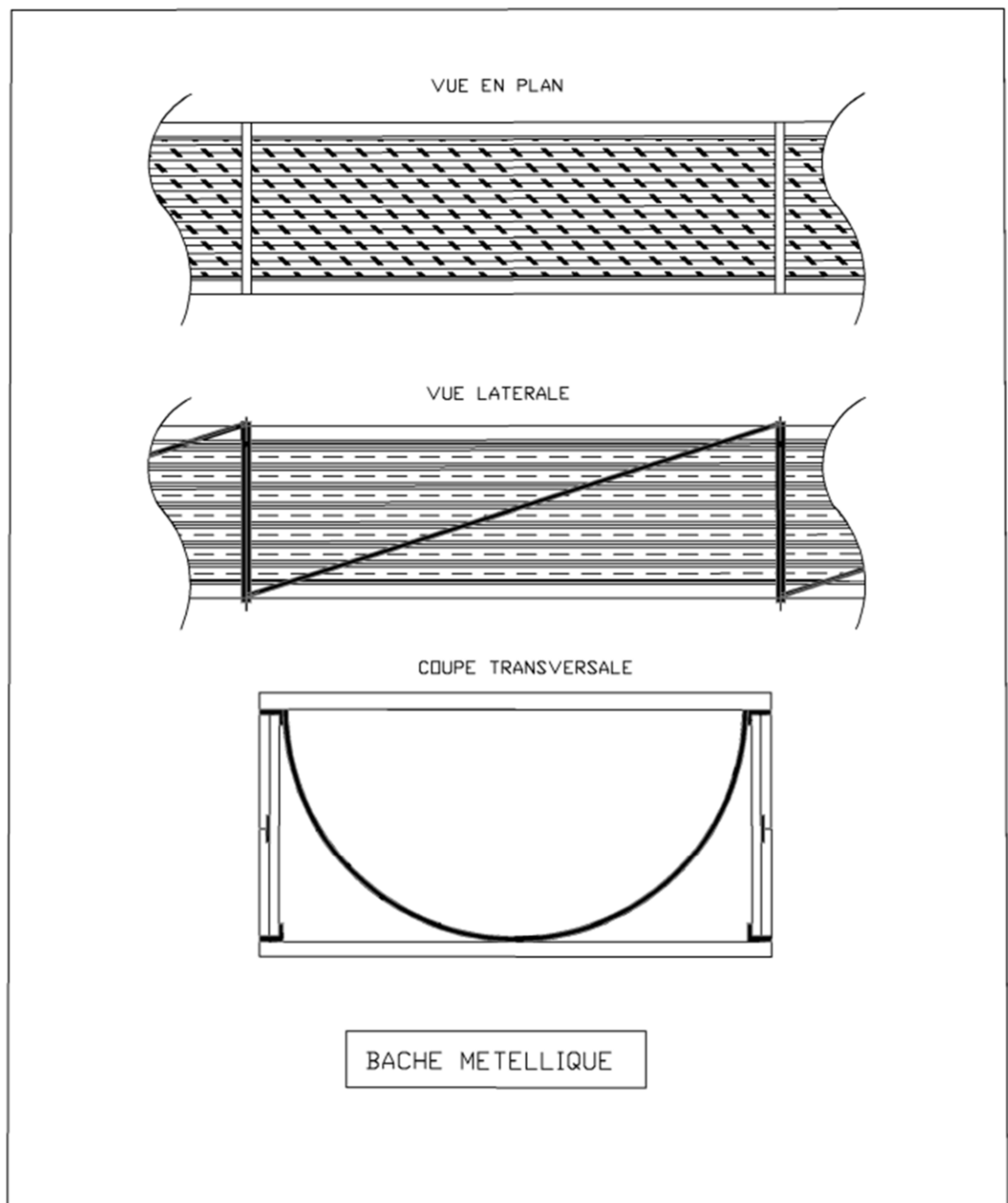
VUE EN PLAN



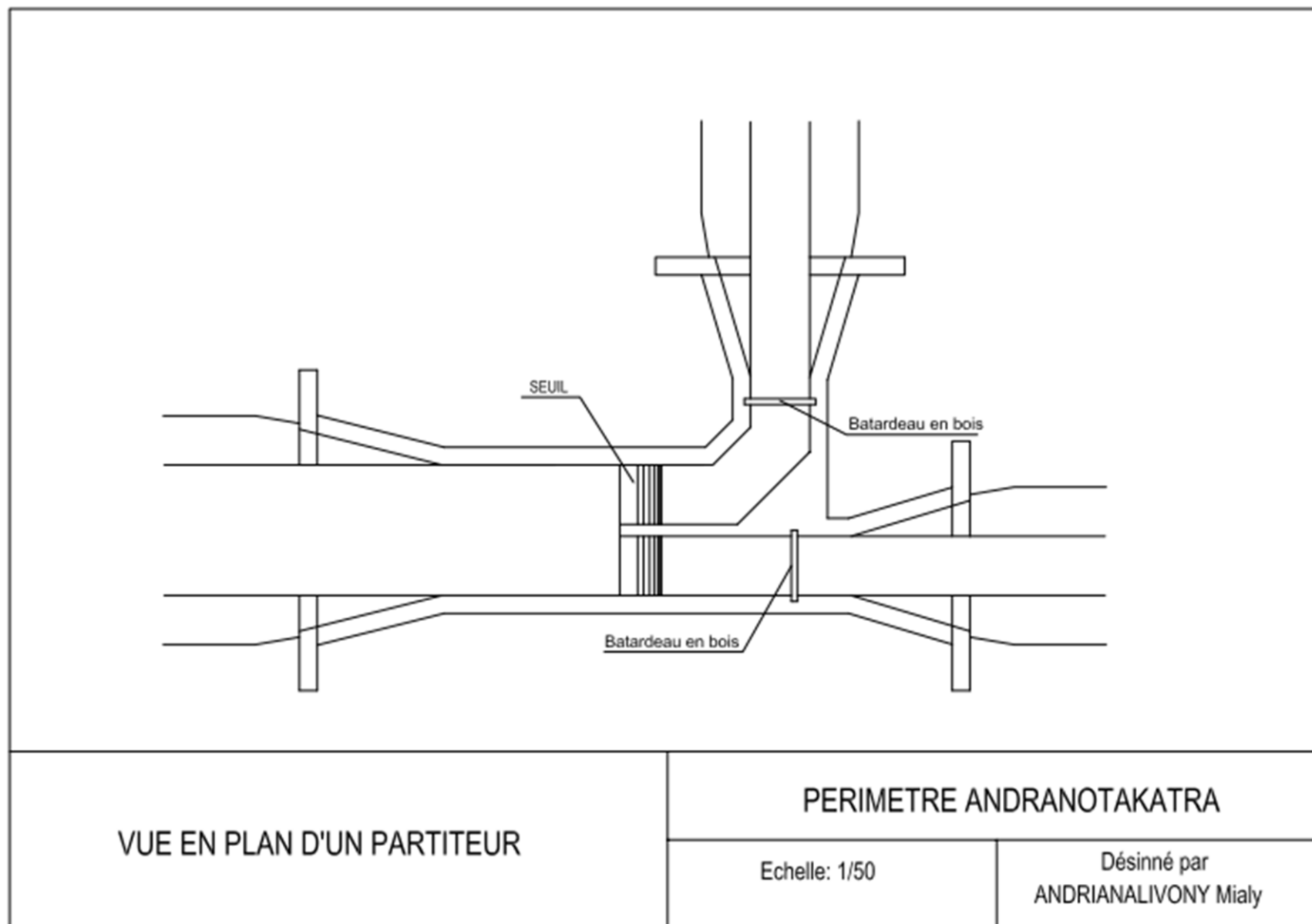
COUPE LONGITUDINALE

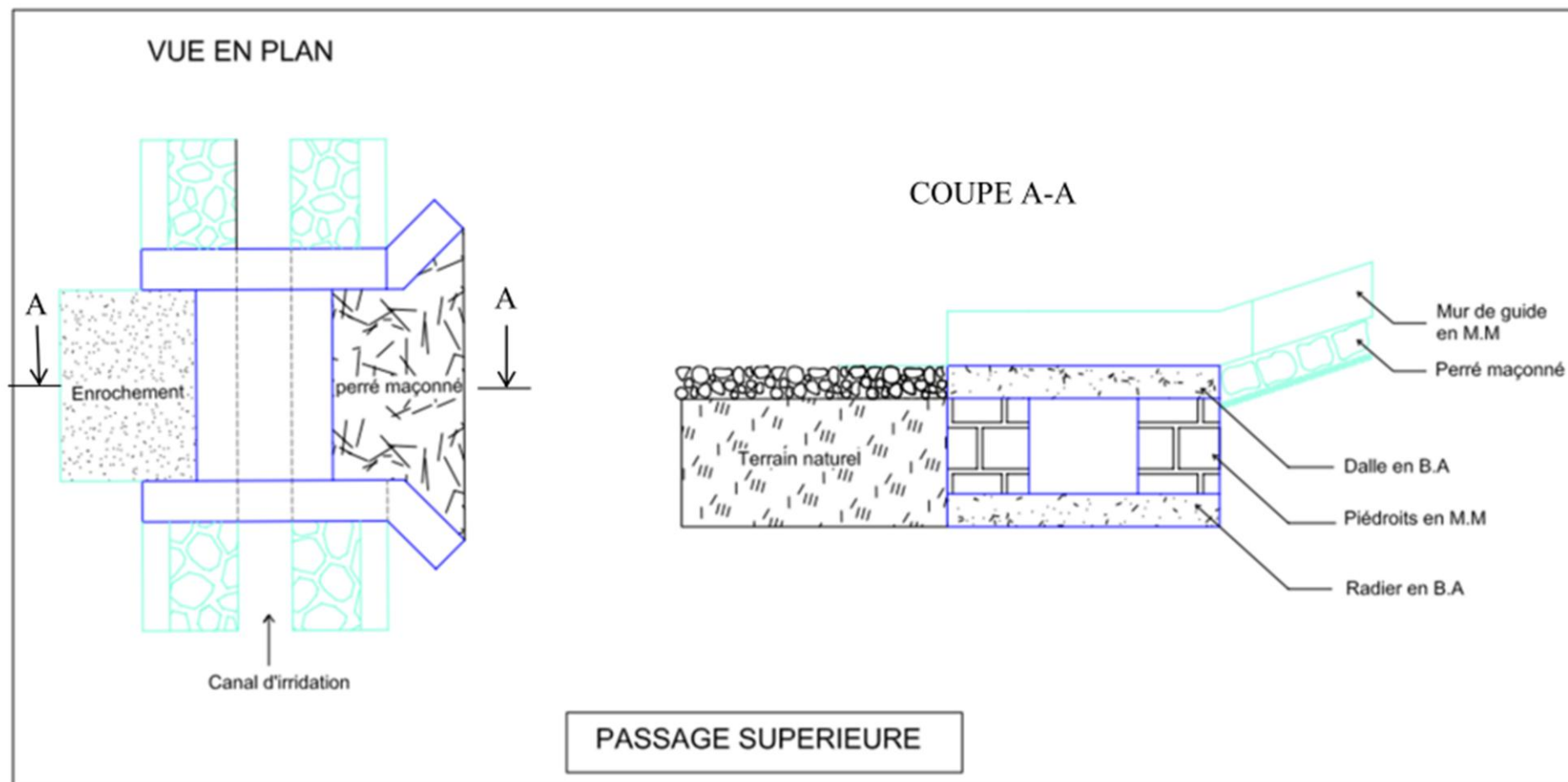


## PLAN TYPE D'UNE BÂCHE EN B.A A 3 TRAVEES









# TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT .....	i
SOMMAIRE .....	ii
LISTE DES ABREVIATIONS .....	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	iv
LISTE DES ILLUSTRATIONS : .....	vi
AVANT PROPOS .....	vii
INTRODUCTION .....	1
PARTIE I : GENERALITES SUR LE PROJET ET LA ZONE D'ETUDE .....	1
CHAPITRE 1.    Généralité sur le projet source du sujet .....	3
1.1.    Présentation du PROJERMO .....	3
1.2.    Objectif du projet.....	3
1.3.    Stage auprès du PROJERMO .....	4
CHAPITRE 2.    Situation géographique de le zone d'étude.....	5
2.1.    Localisation et cadre administratif .....	5
2.2.    Accessibilité de la zone d'étude.....	7
2.3.    Relief .....	7
2.4.    Pédologie .....	7
2.5.    Réseau hydrographique.....	7
2.6.    Géologie.....	9
2.7.    Formation végétale.....	9
2.8.    Climatologie .....	10
2.8.1.    Pluviométrie .....	10
2.8.2.    Température.....	10
CHAPITRE 3.    Données socio-économiques .....	11
3.1.    Démographie .....	11
3.2.    Education .....	11
3.3.    Santé .....	11
3.4.    Sports, loisirs, culture et religions .....	12
3.5.    Approvisionnement en eau et électricité .....	12
3.6.    Télécommunications et sécurité .....	13
3.7.    Problèmes socio-économiques.....	13

3.7.1.	Réseau routier insuffisamment développé .....	13
3.7.2.	Dégradation de l'environnement .....	13
3.7.3.	Maîtrise insuffisante de l'eau .....	13
3.7.4.	Niveau d'instruction faible de la population active .....	13
3.7.5.	Insécurité .....	14
CHAPITRE 4.	Principales vocations de la Commune .....	15
CHAPITRE 5.	Généralité sur le périmètre et le réseau .....	17
5.1.	Historique du périmètre .....	17
5.2.	Les bénéficiaires .....	19
5.3.	Rendement actuel .....	19
CONCLUSION PARTIELLE	.....	20
PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE BASE	.....	21
CHAPITRE 6.	Etude pluviométrique .....	20
6.1.	Pluviométrie mensuelle interannuelle .....	20
6.1.1.	Loi de Gauss ou la loi normale.....	20
6.1.2.	Résultats de calcul.....	21
6.2.	Pluviométries maximales de différentes fréquences .....	21
6.2.1.	La loi de GUMBEL .....	22
6.2.2.	Résultats de calcul.....	22
CHAPITRE 7.	Etude hydrologique.....	23
7.1.	ETUDE DU BASSIN VERSANT .....	23
7.1.1.	Caractéristique du bassin versant .....	23
7.1.2.	Calcul du temps de concentration .....	24
7.2.	Estimation des apports .....	27
7.2.1.	Méthode des stations de référence .....	27
7.2.2.	Méthode CTGREF .....	29
7.2.3.	Débit mesuré sur terrain .....	30
7.2.1.	Synthèse des résultats.....	30
7.3.	Estimation du débit de crue .....	30
7.3.1.	Méthode de Louis Duret .....	31
7.3.2.	Observation de la laisse de crue.....	32
CHAPITRE 8.	ETUDE DES BESOINS EN EAU.....	33
8.1.	Etude des besoins en eau par la méthode classique.....	33
8.1.1.	Besoin en eau de la plante .....	33

8.1.2.	Besoins en eau correspondant aux pratiques culturales .....	38
8.1.3.	Besoin brute .....	39
8.1.4.	Besoin net.....	40
8.1.5.	Débit fictif continu.....	40
8.2.	Etude des besoins en eau par le logiciel CROPWAT .....	42
8.2.1.	Présentation du logiciel CROPWAT .....	42
8.2.2.	Calcul de l'évapotranspiration ET0.....	43
8.2.3.	La pluie efficace .....	43
8.2.4.	Coefficient cultural et calendrier cultural .....	44
8.2.5.	Besoin en eau et dfc .....	45
8.3.	Comparaison des dfc par les deux méthodes.....	49
8.4.	Adéquation ressources-besoins.....	49
8.5.	Proposition et choix retenu .....	51
8.5.1.	Barrage de retenu .....	51
8.5.2.	Adoption des cultures de contre saison : chou, tomate, et autre. ....	51
8.5.3.	Pratique d'une tour d'eau .....	52
8.5.4.	Choix retenu .....	52
8.6.	Système du tour d'eau.....	52
8.6.1.	Adéquation ressource-besoin après application du tour d'eau.....	53
8.7.	Calcul des débits .....	55
8.7.1.	Débit de pointe.....	55
8.7.2.	Débit d'équipement (Qe) .....	55
8.7.3.	Débit en tête du réseau.....	55
CHAPITRE 9.	Etude topographique .....	56
CONCLUSION PARTIELLE	.....	57
PARTIE III : ETUDE D'AMENAGEMENT	.....	58
CHAPITRE 10.	Diagnostic de la situation actuelle .....	60
10.1.	Présentation du périmètre .....	60
10.2.	Fonctionnement actuel du périmètre .....	60
10.2.1.	Le bas-fond d'Andranotakatra .....	60
10.2.2.	Plateau d'Ampandrana .....	62
10.3.	Les doléances des usagers .....	63
CHAPITRE 11.	Le schéma d'aménagement .....	64
11.1.	Le barrage de dérivation.....	64

11.1.1.	Caractéristique du barrage .....	65
11.1.2.	Seuil déversant et hauteur de la lame d'eau .....	66
11.1.3.	Bassin de dissipation .....	67
11.1.4.	Fondation du barrage.....	69
11.1.5.	Récapitulation des prédimensionnements donnés aux barrages.....	70
11.1.6.	Etude de stabilité du barrage.....	71
11.2.	Ouvrages annexes.....	71
11.2.1.	Mur d'encaissement .....	71
11.2.2.	Ouvrage de prise .....	72
11.2.3.	Système de chasse .....	72
11.3.	L'avant-canal.....	73
11.3.1.	Caractéristique du canal .....	73
11.3.2.	La vitesse .....	73
11.3.3.	La revanche .....	74
11.3.4.	Résumé des caractéristiques de l'avant canal .....	74
11.4.	Les canaux principaux.....	74
11.4.1.	Le canal principal en rive droite.....	75
11.4.2.	Le canal principal en rive gauche .....	75
11.5.	Les ouvrages sur canaux .....	75
11.5.1.	Les murettes.....	75
11.5.2.	Les partiteurs. ....	75
11.5.3.	Les bâches .....	76
11.5.4.	Les dalots sous piste .....	77
11.5.5.	Les passages supérieurs.....	78
11.5.6.	Les prises parcellaires .....	79
11.6.	Les canaux de drainage.....	79
	Conclusion partielle.....	81
	PARTIE IV : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET ETUDE ECONOMIQUE DU PROJET. ....	82
	CHAPITRE 12. Etude d'impact environnemental .....	82
12.1.	Mise en contexte .....	83
12.2.	Description du projet.....	83
12.3.	Description du milieu récepteur.....	84
12.4.	Identification des impacts et analyse multicritère .....	84
12.5.	Mesures d'atténuations ou de compensation.....	91

12.6. Plan de gestion environnementale.....	94
CHAPITRE 13. Etude économique et financière.....	96
13.1. Estimation du coût du projet.....	96
13.2. Evaluation de la rentabilité du projet.....	97
13.2.1. Hypothèses de base .....	97
13.2.2. Charges d'exploitation .....	97
13.2.3. Les recettes d'exploitation.....	98
13.3. La valeur actuelle nette (VAN).....	98
13.4. Le taux de rentabilité interne (TRI).....	98
Conclusion partielle.....	99
CONCLUSION GENERALE .....	100
BIBLIOGRAPHIE.....	102
ANNEXES.....	A1
PLANCHER.....	A39
TABLE DES MATIERES .....	A46

**Nom et prénoms** : ANDRIANALIVONY Mialiniaina Joëlle Fitiavana

**Titre** : « Etude d'aménagement hydroagricole des bas-fonds d'Andranotakatra, et des plateaux d'Ampandrana dans la Commune rurale d'Antsahalava, Région bongolava »

Nombre des pages : 102

Nombre des figures : 05

Nombre des cartes : 06

Nombre des photos : 04

Nombre des Tableaux : 49

Nombre des annexes : 9

## **RÉSUMÉ**

Le périmètre d'Andranotakatra est une richesse encore inexploitée au sein de la Commune rurale d'Antsahalava, district Tsiroanomandidy et région Bongolava. Face à cette situation, le projet dit PROJERMO a décidé de prendre en main son aménagement. Les quelques hectares actuellement irrigués par le barrage traditionnel implanté par les usagers confirme la potentialité élevée du périmètre. Pour en profiter, ce présent mémoire propose une approche technique visant à élargir les superficies exploitées du bas-fond pour la riziculture jusqu'à 160ha. Dans l'optique du projet, il est aussi envisagé d'étendre la partie à irriguer sur deux plateaux où l'extension de la plantation d'agrumes déjà pratiquée est proposée par les usagers. Pour ce faire, le projet envisage le transfert des ressources en eau dans le réseau du bas-fond pour l'irrigation de 140ha de plateau.

Le bilan hydrologique annuel des ressources disponibles affirme que le débit de la rivière Manafona est suffisant pour assurer l'alimentation des périmètres malgré les déficits pluviométriques affichés pendant les mois d'été. Mais l'application du principe de tour d'eau parvient à remédier à cette répartition inégale de la pluviométrie annuelle.

Les aménagements à apporter consistent à construire un nouveau barrage de 25m de longueur et deux canaux principaux avec les ouvrages de franchissement. Le projet prévoit également un plan de gestion environnemental face aux impacts identifiés nécessitant un suivi.

Le coût total du projet s'élève à 643 065 452 Ar TTC avec un TRI de 19,74% déduisant sa rentabilité.

**Mot clés** : PROJERMO, réseau d'irrigation, riziculture, culture d'agrumes, tour d'eau.

**Président du mémoire** : RAMANARIVO Solofomampionona

**Encadreur pédagogique** : RANJATOSON Claude

**Encadreur professionnel** : RAKOTOMALALA Iony Tiana

**Adresse de l'auteur** : Lot IVJ 19 Ambohimiadana Nord Ambohimananarina Tana 101

**Contact** : 033 04 284 57 / 032 02 936 84

**Email** : [mialyandrianalivony@yahoo.fr](mailto:mialyandrianalivony@yahoo.fr)