



**UNIVERSITE D'ANTANANARIVO**  
**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE**



**DEPARTEMENT MINES**

**Mention : Ingénierie Minière**

**Parcours : Géo-énergie**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME**  
**DE MASTER D'INGENIERIE EN GEO-ENERGIE**

**ETUDE DE PROJET D'AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DU RUISSEAU**  
**D'ANDOHARIMALAZA POUR ALIMENTER LE VILLAGE DE SOATANANA**

**Présenté par : ANDRIIANTEHERANA Tsiavalononja Randrianarivony**

Année universitaire 2013-2014



**UNIVERSITE D'ANTANANARIVO**  
**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE**



**DEPARTEMENT MINES**

**Mention : Ingénierie Minière**

**Parcours : Géo-énergie**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER D'INGENIERIE EN GEO-ENERGIE**

**ETUDE DE PROJET D'AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DU RUISSEAU  
D'ANDOHARIMALAZA POUR ALIMENTER LE VILLAGE DE SOATANANA**

**Présentée par :**

ANDRIIANTEHERANA Tsiavalononja Randrianarivony

**Devant les membres de jury :**

Président : Monsieur RANAIVOSON Léon Félix ; Maître de conférences et chef  
de département Mines à l'ESPA

Encadreur : Professeur ANDRIANAIVO Lala, Enseignant chercheur à l'ESPA et chef  
de département Pétrole

Co-Encadreur : Monsieur RANOARIVONY Andrianjoelimahefa Honoré, Maître  
de conférences et Enseignant chercheur à l'ESPA

Examineurs : Professeur RAKOTONINDRAINY, Enseignant chercheur à l'ESPA  
et responsable du parcours Géo-Energie

Monsieur FABIEN Rémi Roger, Maître de conférences et Enseignant chercheur à l'ESPA

Monsieur RAZAFINDRAKOTO Boni Gauthier, Maître de conférences et Enseignant  
chercheur à l'ESPA

Date de soutenance : 23 Mars 2016

Année universitaire 2013-2014

# REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie Dieu de m'avoir donné la santé et le courage afin de mener à terme cette mémoire de fin d'études.

Cette mémoire a été réalisée avec l'aide et la contribution des personnes suivantes à qui j'adresse mes vifs remerciements et mes sincères gratitudees :

Monsieur **RANAIVOARISON Léon Félix**, Chef du Département des Mines qui a bien voulu présider le jury de ma soutenance de mémoire de fin d'études;

Monsieur **RAKOTONINDRAINNY**, Responsable du parcours Géo-Energie et membre de jury;

Monsieur **ANDRIANAIVO Lala** et Monsieur **RANOARIVONY Andrianjoelimahefa Honoré**, mes encadreurs qui n'ont pas ménagés leur temps, malgré leurs responsabilités tout au long de l'élaboration de mes travaux. Tous les membres du jury d'avoir accepté d'examiner et pris le soin d'évaluer ce travail malgré leurs obligations :

- Monsieur **FABIEN Rémi Roger**

- Monsieur **RAZAFINDRAKOTO Boni Gauthier**

Le corps enseignant du Département Mines, ainsi que les enseignants et responsables de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo qui ont assuré mes formations durant ces deux années d'études ;

Mes parents qui n'ont pas dispensé leurs soutiens par tous les moyens dans leurs dispositions durant toutes mes années d'études ;

Et tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail

# SOMMAIRE

INTRODUCTION

## **Partie I : PRESENTATION DES ZONES D'ETUDES**

Chapitre I: MONOGRAPHIE DE LA COMMUNE RURALE DE SOATANANA.

Chapitre II : IDENTIFICATION DU SITE

## Partie II: ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN D'ANDOHARIMALAZA

Chapitre III : CARACTERISTIQUES DU BASSIN

Chapitre IV : ESTIMATION DES DEBITS

Chapitre V: PRODUCTIBILITE ANNUELLE DISPONIBLE

## Partie III : ETUDE TECHNIQUE DE L'INSTALLATION DE LA CENTRALE HYDROELECTRIQUE

Chapitre VI : OUVRAGE DE GENIE CIVIL.

Chapitre VII : EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUE ET HYDROMECHANIQUE

Chapitre VIII : TRANSMISSION ET DISTRIBUTION

Chapitre IX : PRODUCTION ELECTRIQUE SIMULEE

## Partie VI : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET ANALYSE FINANCIERE

Chapitre X : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Chapitre XI : ANALYSE FINANCIERE DU PROJET

CONCLUSION

## LISTE DES ABREVIATIONS

Ar	: Ariary
BD500	: Base de Données de carte 1/500 000
BD100	: Base de Données de carte 1/100 000
CA	: Capital Amortissable
COP21	: 21 <sup>nièmes</sup> de Conférence des Partis
CTGREF	: Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêts en France
FFSM	: Fiangonana Fifohazana Soatanàna eto Madagasikara
FLM	: Fiangonana Loteranina Malagasy
FNT	: Flux Net de Trésorerie
FTM	: Foiben'ny Taon-tsaritany Malagasy
HTVA	: Hors Taxe sur la Valeur Ajoutée
HZ	: Hertz
It	: Investissement total
IBS	: Impôt sur les Bénéfice
JIRAMA	: Jiro sy Rano Malagasy
Km	: kilomètre
KVA	: Kilovolt Ampere
KW	: Kilowatt
KWh	: Kilowattheures
l	: litre
m	: mètre
MECIE	: Mise en Comptabilité des Investissements avec l'Environnement

MWh	: Mégawatheure
PGE	: Plan de Gestion Environnementale
PEHD	: Polyéthylène Haute Densité
PID	: Proportionnelle Intégrale Différentielle
RN	: Route Nationale
S	: seconde
TRI	: Taux de Rentabilité Interne
TVA	: Taxe sur la Valeur Ajoutée
UPDR 2003	: Unité de Politique pour le Développement Rural 2003
VAN	: Valeur Actuelle Nette
W	: Watt
Wc	: Watt crête

## LISTE DES CARTES

Carte N°1 : Localisation du district d'Isandra .....	7
Carte N°2 : Localisation des communes de Santanàna et Nasandratrony.....	8
Carte N°3 : Localisation du ruisseau d'Andoharimalaza et le village de Soatanàna .....	9
Carte N°4 : Délimitation du bassin versant du ruisseau d'Andoharimalaza.....	16
Carte N°5 : occupation de sol du bassin versant.....	22

## LISTE DES PHOTOS

Photo N°1 : Village de Soatanàna.....	10
Photo N°2 : Bassin versant du ruisseau d'Andoharimalaza.....	15
Photo N°3 : Plan général des travaux génies civils.....	41
Photo N°4 : Barrage d'Andoharimalaza.....	41

# LISTE DES FIGURES

Figure 1 : différents éléments d'une centrale .....	4
Figure 2 : Allure de la courbe hypsométrique.....	18
Figure 3 : le tronçon du ruisseau balisé.....	23
Figure 4 : Principe de mesure de surface de la section du tronçon.....	25
Figure 5 : variation de vitesse d'écoulement U dans un canal à ciel ouvert.....	28
Figure 6 : Courbe des débits classés.....	37
Figure 7 : profile de barrage.....	42
Figure 8 : représentation des forces exercées au barrage .....	42
Figure 9 : profile du canal d'amené.....	47
Figure 10 : profil de la chambre de mise en charge.....	50
Figure 11: plan d'usine.....	52
Figure 12: Turbine Pelton à un jet.....	56
Figure 13 : Schéma du principe d'une turbine à flux traversant.....	56
Figure 14 : turbine Francis à axe horizontal.....	57
Figure 15: Coupe d'une turbine Kaplan à double réglage.....	58
Figure 16 ; Régulateur de vitesse et débit.....	63
Figure 17 : Régulation de charge fréquence.....	65

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Répartition des altitudes en fonction de la surface du bassin versant.....	18
Tableau N°2 : Variation de l'altitude du bassin d'Andoharimalaza.....	19
Tableau N°3 : Caractéristiques physiques du bassin versant .....	20
Tableau N°4 : Temps de concentration suivant les différentes méthodes.....	21
Tableau N°5 : valeur de pluviométrie maximale journalière des différences fréquences.....	31
Tableau N°6 : coefficient de répartition mensuelle.....	32
Tableau N°7: Débit moyen annuel.....	33
Tableau N°8 : Débits moyens mensuels.....	33
Tableau N°9 Apport garanti annuel.....	34
Tableau N°10 : Apport mensuel.....	34
Tableau N°11: débit de crus des différentes fréquences.....	35
Tableau N°12 : Débits caractéristiques d'étiage .....	36
Tableau N°13: Relation entre débits disponibles et puissances délivrées.....	38
Tableau N°14 : Impacts du projet classés par ordre de grandeur.....	74
Tableau N°15 : Analyse des émissions de GES.....	78
Tableau N°16 Investissements en équipements.....	79
Tableau N° 17 Autre coûts d'investissements.....	80
Tableau N°18 : Calcul des FNT.....	82
Tableau N°19 : progression de VAN suivant l'année d'exploitation.....	84

# INTRODUCTION

L'énergie électrique est un moteur de développement du pays. Parmi les ressources d'énergie électrique les plus courantes, les énergies renouvelables ont d'avantages par rapport à l'énergie fossile et nucléaire, puisqu'elles sont non polluantes, moins chères et durables. L'énergie hydroélectrique fait partie d'énergies renouvelables en raison du cycle de l'eau, qui comprend l'évaporation, la précipitation et l'écoulement de l'eau causés par la force de gravité.

Aujourd'hui, il est urgent de diminuer l'émission de carbone et des gaz à effet de serre à cause du changement climatique qui exigent la réduction d'utilisation de charbon et de pétrole car les trois-quarts des émissions humaines de CO<sub>2</sub> au cours de vingt dernières années proviennent de la combustion d'énergies fossiles. Madagascar possède des nombreuses ressources en eau exploitable pour la production d'énergie électrique mais seules 1,3% sur les 7800 MW du potentiel hydroélectrique sont actuellement exploités et le taux de recouvrement électrique est 25% en 2008 dont 7% pour le monde rural.

Avant, le secteur électricité à Madagascar est monopolisé par la société JIRAMA, la compagnie nationale d'électricité et d'eau créée en 1975, est chargée de distribuer l'approvisionnement de l'électricité sur tout le territoire à un prix abordable pour ses abonnées et gère l'ensemble des infrastructures. Cependant, de faibles capacités d'investissement ainsi que la nécessité de renouveler son parc de production ne lui permet plus, depuis quelques années, d'assurer l'électrification de l'ensemble du pays, et notamment des zones rurales.

Le gouvernement Malagasy a donc mis en place un cadre législatif attractif pour de nouveaux opérateurs privés d'électricité. En 1999, l'État a ainsi voté la loi sur la libéralisation du secteur de l'électricité avec notamment comme objectif le développement des productions indépendantes d'électricité, la promotion de la concurrence, le développement de partenariats public-privé, et l'approvisionnement fiable et durable des zones rurales.

Le village de Soatanana a été électrifié par un groupe électrogène en 2010 mais l'entreprise qui a fait cette électrification a subi une perte financière causée par le coût de production très élevé provoqué par l'augmentation du prix d'essence, ce qui entraîne l'élévation de prix tarifaire par kilowattheure. Alors la plus part des clients cibles n'ont pas le moyen de payer le produit et le nombre des abonnés est devenu insuffisant pour le bon

fonctionnement du groupe. Par conséquent leur revenu ne recouvre plus le coût de production ainsi il a abandonné en 2012.

C'est ainsi que j'ai mené cette étude sur l' « Etude de projet d'aménagement hydroélectrique du ruisseau d'Andoharimalaza pour alimenter le village de Soatanàna ». Pour résoudre le problème en énergie de ce village.

Ce ruisseau est déjà exploité pour l'irrigation des rizières, mais son potentiel peut aussi alimenter une microcentrale hydroélectrique en même temps.

Pour bien mener à terme notre étude, la présente mémoire sera divisée en quatre principales parties :

- Généralités et présentation des zones d'études
- Etude hydrologique
- Etude technique
- Etude d'impact environnemental et analyse financière du projet

# **Partie I : GENERALITES ET PRESENTATION DES ZONES D'ETUDES**

# Chapitre I : GENERALITES SUR LE CENTRAL HYDROELECTRIQUE

Le but d'un aménagement hydroélectrique est de convertir l'énergie hydraulique de cours d'eau en énergie électrique.

## I.1 Définition

Une microcentrale hydroélectrique se définit comme une installation énergétique, d'une puissance comprise entre 20KW et 500KW, transformant l'énergie hydraulique d'un cours d'eau en électricité. D'après l'UNPEDE (Union Internationale des Producteurs et Distributeurs d'Énergie Électrique). On classe les centrales hydroélectriques en fonction de leur puissance installée et on parle de :

- Petite centrale pour une puissance comprise entre 2000KW et 10000KW ;
- Mini-centrale pour une puissance comprise entre 500KW et 2000KW ;
- Microcentrale pour une puissance comprise entre 20KW et 500KW.
- Pico-centrale pour une puissance inférieure à 20KW.

## I.2 Les différents éléments d'une centrale hydroélectrique :

On distingue trois types de travaux pour la réalisation d'une petite centrale hydraulique : Les ouvrages génies civils, les équipements hydrauliques et les équipements électriques. La figure 1 détaille les différents éléments d'une centrale.

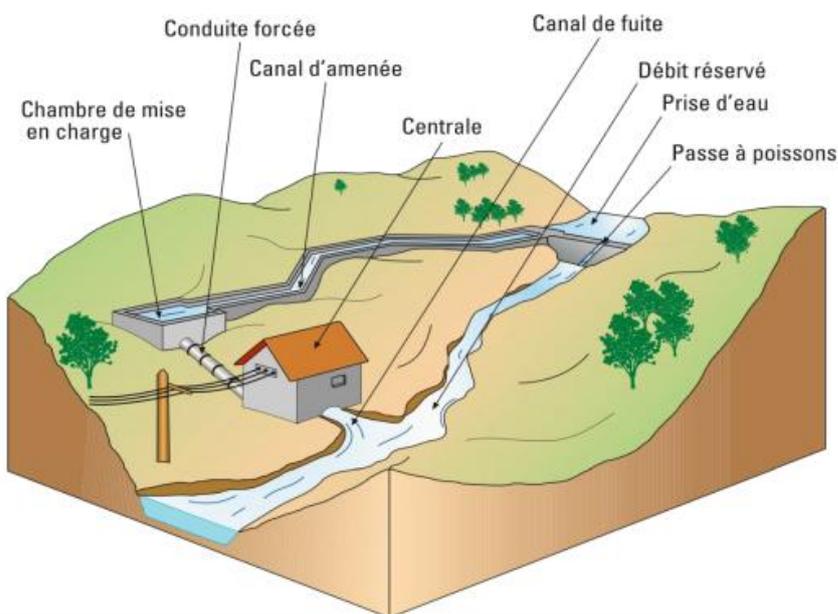


Figure 1 : différents éléments d'une centrale

### I.3 Les Grandeurs caractéristiques de centrale hydroélectrique

Une centrale hydroélectrique se caractérise par les quatre grandeurs suivantes :

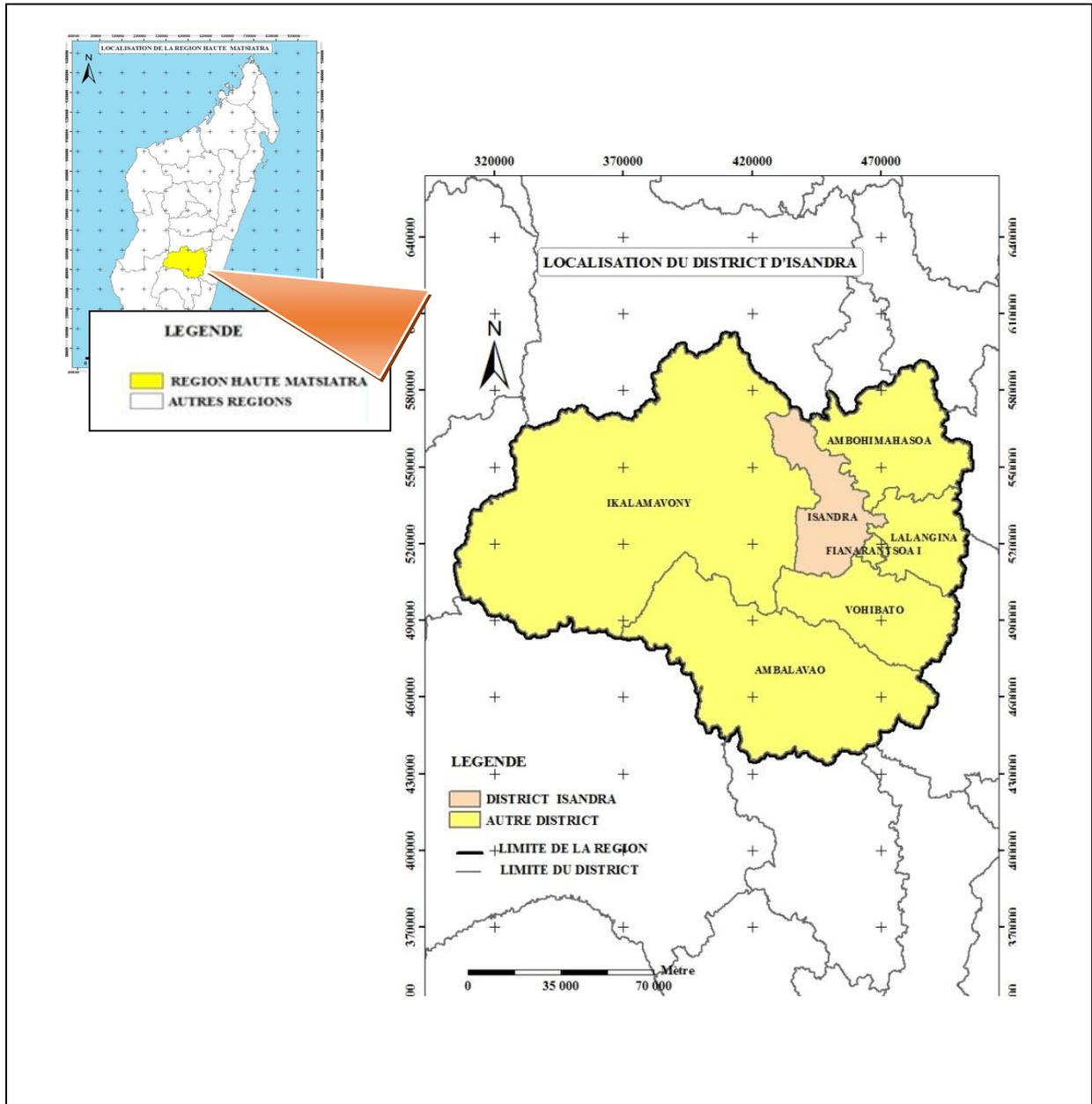
- Débit disponible pour la turbine ;
- Hauteur de chute ;
- Rendement global des machines (turbine et alternateur) ;
- Puissance électrique délivrée.

## Chapitre II : MONOGRAPHIE DE LA COMMUN DE SOATANANA

Dans ce chapitre, on a consulté plusieurs bibliographies, utilisé les bases de données du FTM pour la localisation des zones d'études et des nombreuses enquêtes on été menées aussi sur le terrain auprès des ménages représentatifs pour déterminer leur besoins en électricité.

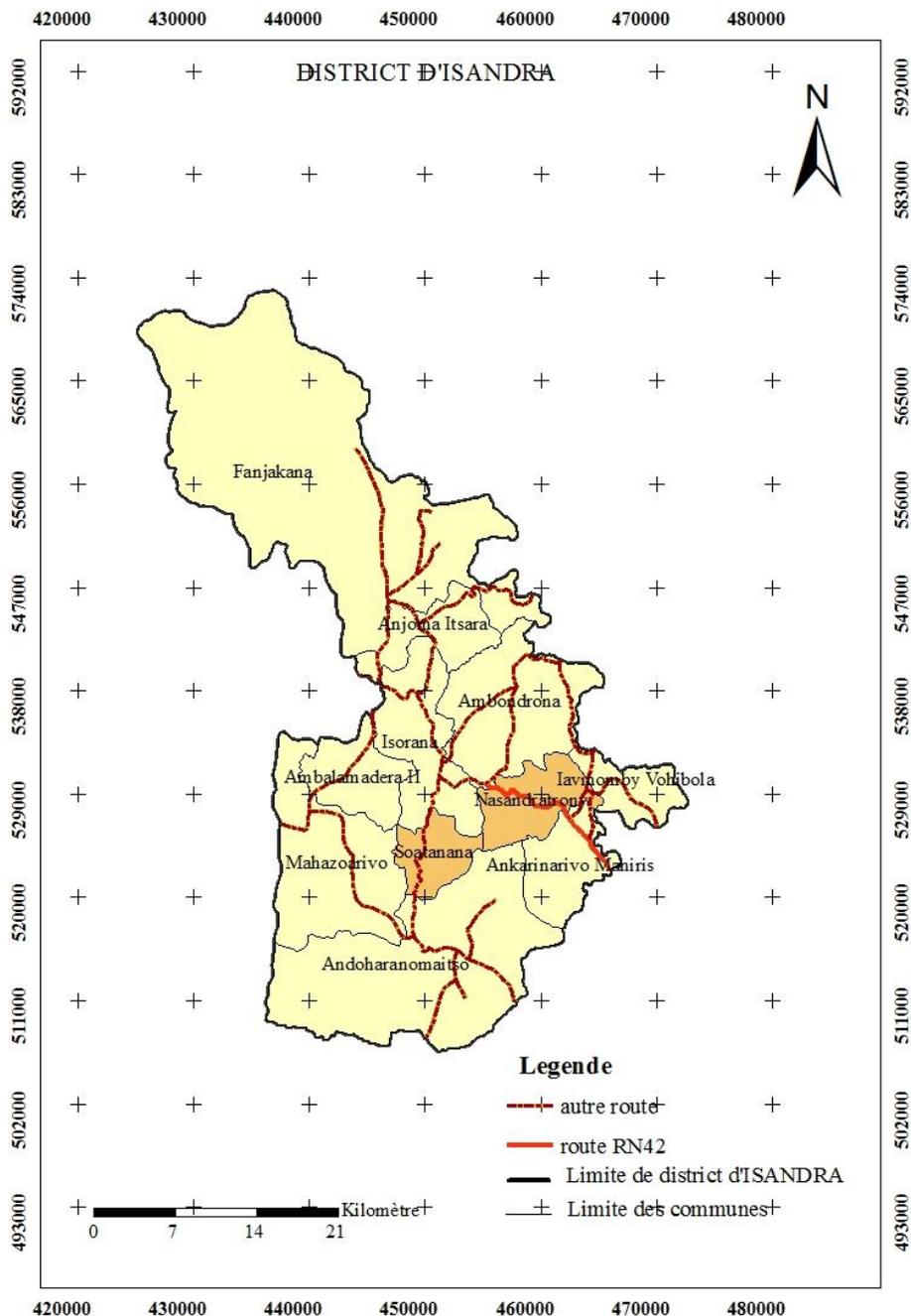
### II.1 Localisation géographique

La commune rurale de Soatanàna fait partie des onze communes rurales du district d'Isandra, dans la région Haute Matsiatra et située à 42 Km Ouest de ville de Fianarantsoa. Elle est constituée par neuf fonkotany et occupe 42 Km<sup>2</sup> de surface du district d'Isandra dont le chef-lieu de la commune est le village de Soatanàna. Ce village se localise à 1141 m d'altitude, entre 21°23'17''Sud de latitude et 46°55'00''Est de longitude ; il est formé par 760 toits qui se divisent en 2 fokontany : fokontany soatanàna et fokontany ambalatsileo.



Carte N°1 : localisation du district d'Isandra

Source : BD 500 FTM

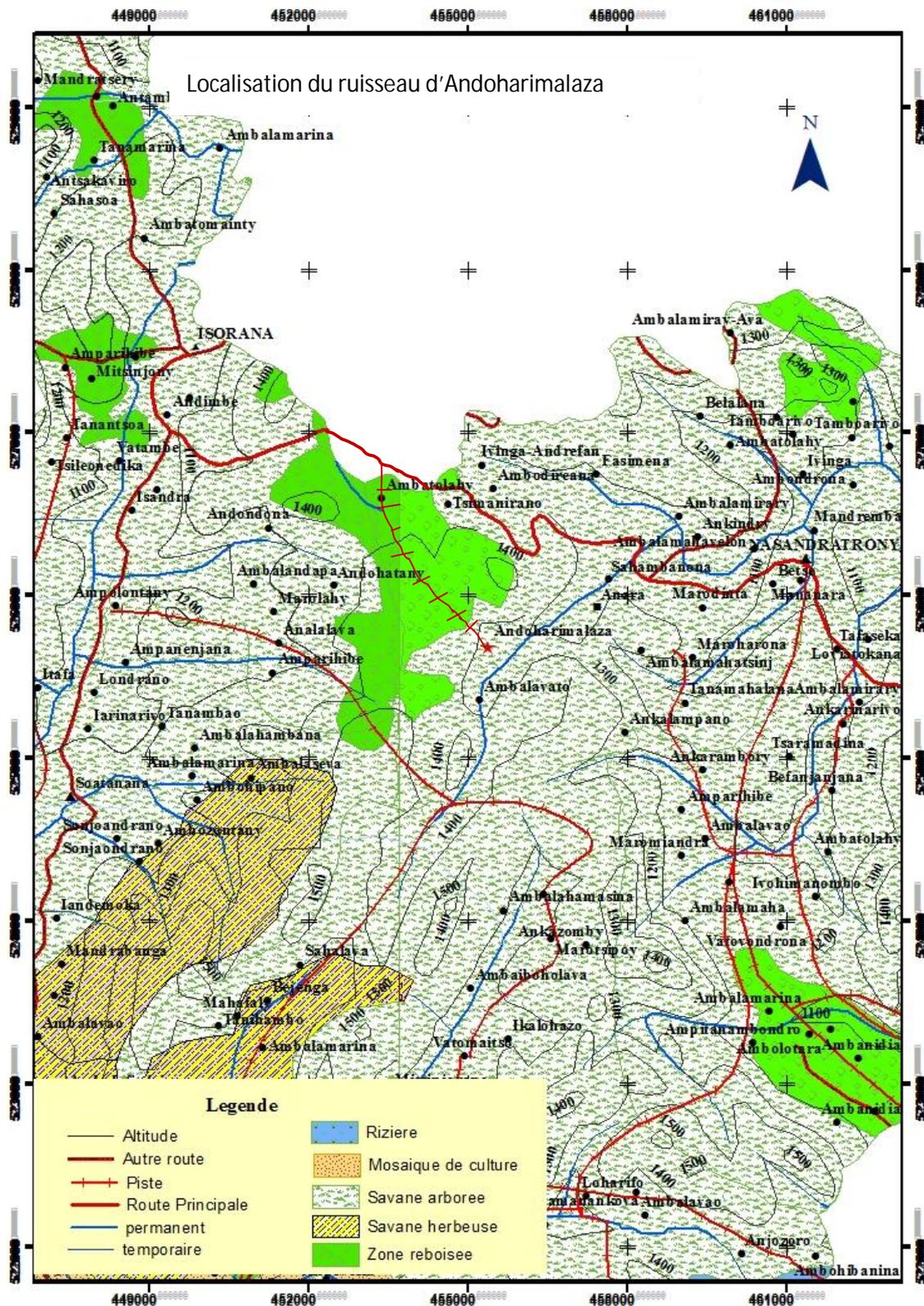


Carte N°2 : localisation de la commune rurale de Soatanàna et Nasandratrony

Source : BD 500 FTM

## II.2 Route d'accès au village

Le village de Soatanàna se trouve à 42Km, à l'Ouest de Fianarantsoa en prenant la route RN42 de Fianarantsoa vers Ikalamavony jusqu'à Andimbe et puis on prend l'autre route à gauche qui mène au village de Soatanàna.(carte N °3,)



Carte N°3 : Localisation du ruisseau d'Andoharimalaza et le village de Soatanàna  
(Route principale = RN42)

Source : BD 500 FTM

## II.3 Milieu physique

### *II.3.1 Relief et paysage*

La commune rurale de Soatanàna se développe dans la grande vallée d'Isandra, bordée par des collines granitiques à l'Est et des chaînes de montagnes à l'Ouest qui forment la limite Ouest de la commune avec la commune rurale de Mahazoarivo : ce sont les « Vohibasiana, Vohidrazana, Fiadana et Vohitsisahy ». La rivière Isandra prend la direction du Sud vers Nord à l'Ouest du village de Soatanàna. Les villages dans la commune sont presque tous installés au flanc des collines « vala » et repartis en groupe familiaux dans une enceinte défensive.



Photo N°1 Le village de Soatanàna

### *II.3.2 Géologie et pédologie*

La formation géologique d'Isandra est comprise entre deux systèmes : système de VOHIBORY et celui du graphite. C'est-à-dire dans le système Androyen, il y a la présence de dépression et de vallées assez larges séparées par une chaîne de montagne allant du Nord au Sud. Au point de vue pédologique du district : le sol ferrallitique rouge est dominant, il y a aussi la présence de sol jaune/rouge dans la partie centrale et de lithosols et sols peu évolués dans la partie orientale.

### ***II.3.3 Climat***

Le climat du district est globalement de type tropical d'altitude à deux saisons bien distinctes : la saison pluvieuse et chaude de novembre à avril ; la saison sèche et fraîche de mai à octobre.

## **II.4 Milieu humain**

### ***II.4.1 Composition de population***

La commune de Soatanàna compte 10789 d'habitants en 2005 dont 5160 (1032 foyers) au village de Soatanàna. La population est composée essentiellement de Betsileo sur tous les villages de la commune, sauf son chef lieu qui est polyethnique.

### ***II.4.2 Activités économiques de la population***

L'agriculture constitue la principale activité économique de la population. Tandis que l'élevage, l'artisanat, reste l'activité secondaire des habitants, dont leur répartition sont comme suit : 51% pratique l'élevage, 49% pratique la broderie. Et les 1,5% vivent dans le secteur tertiaire, ce qui implique que les prestations des services sont à un niveau très faible.

Le revenu annuel des habitants de cette commune rurale est de 1 795 500 Ariary/an/ foyer ou 149600Ariary/mois/foyer mais pour les villageois de Soatanàna, leur revenu est de 3 001 170 Ariary/an /foyer ou 250 100 Ariary/mois/foyer.

## **II.6 Services sociaux**

### ***II.6.1 Santé :***

La commune rurale de soatanàna possède un centre de santé de base niveau II et un centre de santé privé qui se trouvent au chef-lieu de la commune.

### ***II.6.2 Education :***

Soatanàna possède plusieurs établissements scolaires :

- Etablissements niveau I : 9 dont 8 publiques et 1 privé
- Etablissements niveau II : 2 dont 1 publique et 1 privé
- 2 établissements privés de niveau III

### ***II.6.3 Communication***

Dialecte : Composé essentiellement de Betsileo, le dialecte Betsileo représente le principal moyen de communication de la population.

Téléphone : les réseaux TELMA, Orange et Airtel couvrent toute la commune.

### ***II.6.4 Culte***

Soatanàna est un village chrétien dont la majorité des habitants est FFSM presque 67%, FLM 20%, catholique 9%. En général ce village est divisé en trois grandes parties : le toby nord où habite le croyant de FFSM, le toby sud qui est occupé par les croyants de FLM et la partie centrale est habitée par les autres croyants dans laquelle on trouve aussi le marché.

### ***II.6.5 Electricité***

Soatanana a été électrifié par un groupe électrogène de 40KW de puissance installée, dont le nombre des abonnés est 230 foyers ; ce nombre est réduit à cause du tarif très élevé et l'heure de marche du groupe ne satisfait pas la demande des habitants. Car l'heure de marche est entre 17 h 30 mn et 22h.

L'entreprise qui exploite cette électrification a abandonné son activité en 2012, alors les habitants reviennent à l'utilisation du pétrole et de la bougie pour l'éclairage. En général les habitants consomment au minimum 1 litre de pétrole et un paquet des bougies par mois, c'est-à-dire dépensèrent au minimum 7000 Ariary par mois pour l'éclairage.

Selon le besoin des villageois, la demande en électricité de ce village peut s'établir comme suit : 300 maisons équipées d'ampoules de 28 W chacune, 260 maisons équipées d'ampoules 40W chacune et 200 maisons équipées d'ampoules de 150W chacune dont la totalité est de 47,6kW. La demande en électricité maximale est 50 KW environ. Pendant la journée, 3 menuiseries de 5KW chacune et 4 décortiqueuses de 7,5 KW chacune ont aussi besoin d'énergie électrique.

## Chapitre III IDENTIFICATIONS DU SITE

### III.1 Localisation géographique

La ressource qu'on va exploiter est le ruisseau qui se situe à l'Est du village d'Andoharimalaza.

Andoharimalaza est un village du Fokontany Anara dans la commune rurale de Nasandratrony. Le fokontany Anara constitue la limite Ouest de cette commune avec la commune rurale Isorana et au Sud-Ouest par la commune rurale de Soatanàna .

Nasandratrony se trouve à 15 km à l'Ouest de la ville de Fianarantsoa en traversant la route RN 42 .Il est aussi dans le district d'Isandra.

Ce ruisseau s'oriente du sud au le Nord-Est pour rejoindre la rivière Remasina où il perd son altitude de 96m au croisement, Remasina rencontre Mandranofotsy à Ataratsena et Mandranofotsy rejoint Matsiatra à Adremizaha. Anrdremizaha est le chef-lieu de commune Iavinomby vohibola qui se situe à 5 km de l'Est de Nasandratrony.

### III.2 Accès au site

Pour rejoindre le site depuis Nasandratrouny, on continue la route RN42 vers Isorana, après 11 kilomètres environ on arrive à Ambatolahy et on prend la piste à gauche qui mène au village d'Andoharimalaza. Le barrage se trouve à 300 m du village d'Andoharimalaza. Une seule piste piétonnière relie ce village au site. (Voir la carte N°3)

**Partie II: ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN  
D'ANDOHARIMALAZA**

## Chapitre IV : CARACTERISTIQUES DU BASSIN

Le bassin versant en un point ou plus précisément dans une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents à l'amont de la dite section ; tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval. Les caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques du bassin ont une influence essentielle sur son comportement hydrologique. Le bassin versant doit être longitudinalement continu de l'amont vers l'aval (ruisseaux,) et latéralement constitué par une descente vers le fond de la vallée. Ses limites sont la ligne de partage des eaux superficielles.

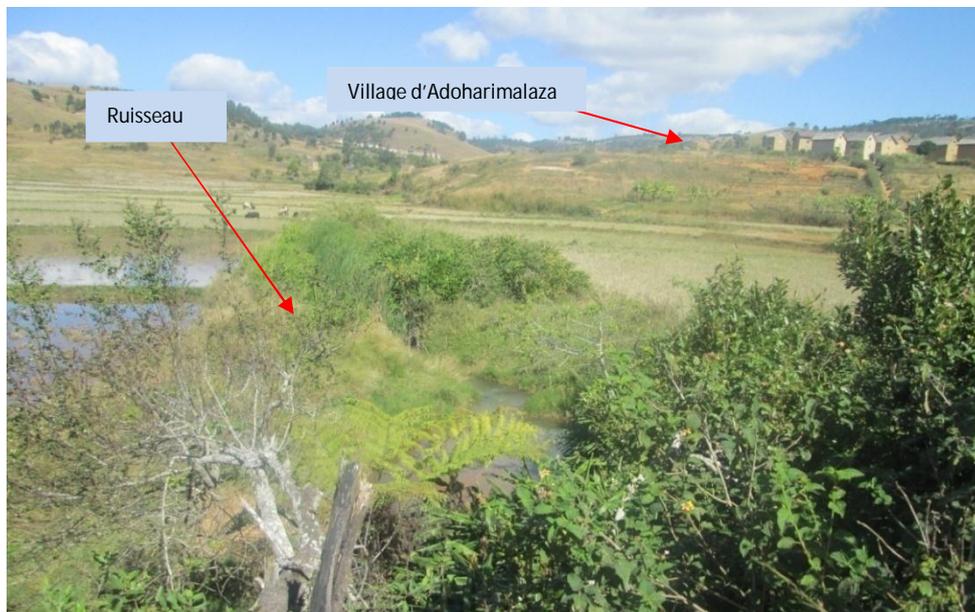
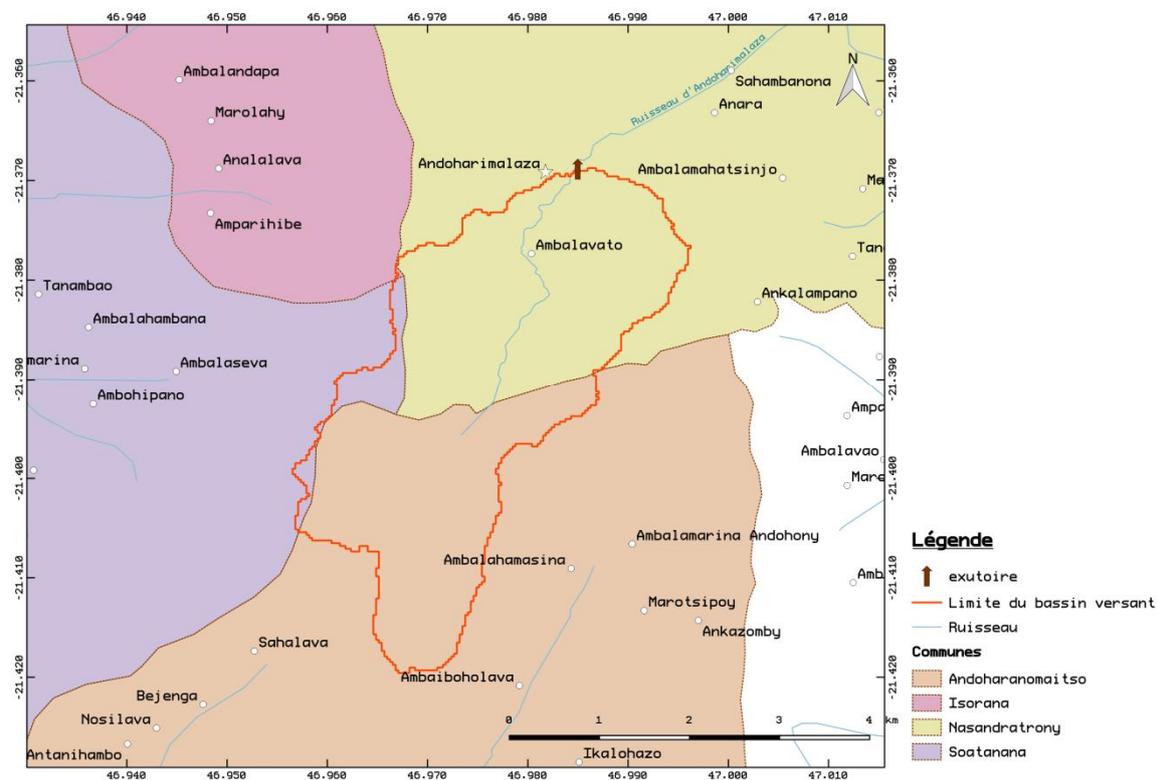


Photo N°2 : Bassin versant du ruisseau d'Andoharimalaza

### IV.1 La surface et le périmètre du bassin versant

La superficie du bassin est déterminée par la délimitation du bassin versant en utilisant le logiciel ArcGIS et les données de BD500, BD100 de la FTM, image satellite.

### Carte de localisation du bassin versant



Carte N°4 : délimitation du bassin versant d’Andoharimalaza

## IV.2 Forme du bassin versant.

Pour des bassins d’une même superficie et d’une même averse, les allures de leurs hydrogrammes à l’exutoire se diffèrent suivant la forme du bassin (ramassée ou allongée).

L’indice généralement admis pour représenter cette caractéristique est le « coefficient de

GRAVELIUS » que l’on note K :

$$K = \frac{\text{périmètre du bassin versant}}{\text{périmètre d'un cercle de même superficie que le bassin versant}}$$

Après simplification, ce coefficient s’exprime par la relation :

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

Avec K : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;

P : périmètre du bassin versant, en [Km] ;

S : superficie du bassin versant, en [Km<sup>2</sup>].

Un bassin versant a une forme allongée si  $K \gg 1$  et une forme ramassée si  $K < 1$ .

Or  $K > 1$ , le bassin est de la forme allongée.

### IV.3 Le Rectangle équivalent

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

La longueur L ainsi que la largeur l du rectangle équivalent se calculent respectivement a

partir des expressions suivantes :  $L = K \frac{\sqrt{S}}{1,12} (1 + \sqrt{1 - (\frac{1,12}{K})^2})$

$$l = K \frac{\sqrt{S}}{1,12} (1 - \sqrt{1 - (\frac{1,12}{K})^2})$$

### IV.4 Pente du bassin versant

La pente d'un bassin versant est la caractéristique qui reflète son relief. Ainsi, le relief a une influence évidente sur l'hydro gramme. Le temps de concentration du bassin sera d'autant plus faible que sa pente est plus forte.

### IV.5 Courbe hypsométrique

Le relief d'un bassin est généralement caractérisé par sa courbe hypsométrique obtenue en portant en abscisse une altitude donnée et en ordonnée la surface du bassin qui se trouve au-dessus de cette altitude.

Tableau 1: Répartition des altitudes en fonction de la surface du bassin d'Andoharimalaza

Altitude(m)	Surface (km <sup>2</sup> )	Surface cumulée(km <sup>2</sup> )	% Cumulée
1450<Z<1486	0,737	0,737	5,362
1420<Z<1450	0,98	1,717	12,264
1390<Z<1420	2,66	4,377	31,264
1360<Z<1390	3,081	7,458	53,271
1330<Z<1360	2,787	10,245	73,178
1300<Z<1330	2,893	13,138	93,843
1266<Z<1300	0,862	14	100

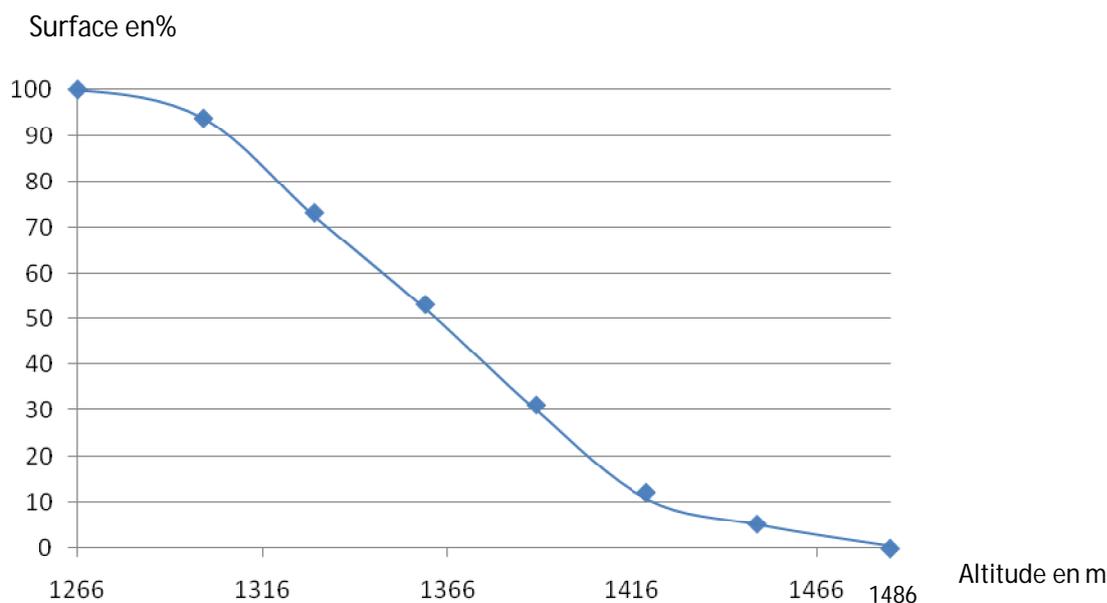


Figure 2 : Allure de la courbe hypsométrique

#### IV.6 Les différents paramètres représentatifs de la variation d'altitude

En général, l'altitude varie à partir des cinq paramètres, tels que :

- L'altitude maximale ( $Z_{\max}$ ) : c'est la cote du point culminant observée à l'intérieur du bassin versant ;

- L'altitude minimale ( $Z_{\min}$ ) : C'est de l'exutoire ;
- L'altitude à 5% : c'est l'altitude lue dans la courbe hypsométrique correspondant au 5% de la superficie, c'est-à-dire que 5% de la superficie seulement se trouve au-dessus de cette altitude.
- L'altitude à 95% de la superficie ( $Z_{95}$ ) : elle représente au niveau du courbe hypsométrique l'altitude qui correspond à 95% de la superficie ;
- $Z_{50}$  représente l'altitude moyenne du bassin versant.

Tableau N°2 : Variation de l'altitude du bassin d'Andoharimalaza

Paramètre	Altitude
$Z_{\max}$	1486
$Z_{\min}$	1266
$Z_{50}$	1370
$Z_5$	1460
$Z_{95}$	1280

#### IV.7 Pente moyenne du bassin versant

Elle est calculée à partir de la formule :

$$I = \frac{D}{L}$$

Dans laquelle : -D : Dénivelé du bassin versant ;

-L : Longueur du rectangle équivalent ;

Le dénivelé est obtenu par l'une des relations suivantes :

a) A partir d'une courbe hypsométrique

$$D = 0,95(Z_5 - Z_{95})$$

Avec  $Z_{95}$  et  $Z_5$  sont l'altitude correspondant à l'altitude 5% et 95% de la courbe hypsométrique.

b) A partir des altitudes maximales et minimales on a :

$$D=0,95(Z_{\max} - Z_{\min} )$$

Dans lesquelles :- $Z_{\max}$  est l'altitude maximale du bassin versant

-  $Z_{\min}$  : est l'altitude minimale du bassin versant

#### IV.8 Indice de pente

M ROCHE définit l'indice de pente comme l'indice qui tient compte de la totalité du relief.

Il est calculé à partir de la formule suivante :

$$I_P = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (d_i - d_{i-1})}$$

Avec : -  $d_i$  et  $d_{i-1}$  sont Cotes de deux courbes de niveau voisines ;

-  $S_i$  : Proportion de surface totale comprise entre ces deux courbes ;

-  $L$  : Longueur du rectangle équivalent ;

-  $I_P$  : Indice de pente ;

-  $l$  : Largeur du rectangle équivalent

Les indices de pente  $I_P$  et  $I$  peuvent être liés par la relation :

$$I=1250 I_P^2 \Rightarrow I_P = \sqrt{\frac{I}{1250}}$$

Résultats :

Tableau N°3 : Caractéristiques physiques du bassin d'Andoharimalaza

Caractéristiques physiques	S(km <sup>2</sup> )	P(Km)	K	L(Km)	l(Km)	I(m/Km)	$I_P$
Andoharimalaza	14	17,2	1,287	6,42	2,18	26,63	0,146

## IV.9 Le temps de concentration

On définit le temps de concentrations  $t_c$  comme la durée du parcours d'une goutte d'eau tombée sur un point le plus extrême du bassin pour atteindre l'exutoire. Les différents renseignements que l'on possède nous montrent que le temps de concentration  $t_c$  varie avec :

- L'intensité de la précipitation ;
- La surface du bassin versant ;
- La pente générale et la forme du bassin ;
- La couverture végétale du sol.

Les différentes méthodes pour calculer le temps de concentration sont les suivantes :

Formule de Turazzi Passini :

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

Formule de VENTURA :  $t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$

Formule de BCEOM :  $t_c = 0,0663 \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0,77}$

D'après le calcul, on trouve les différents temps de concentration dans le tableau suivant :

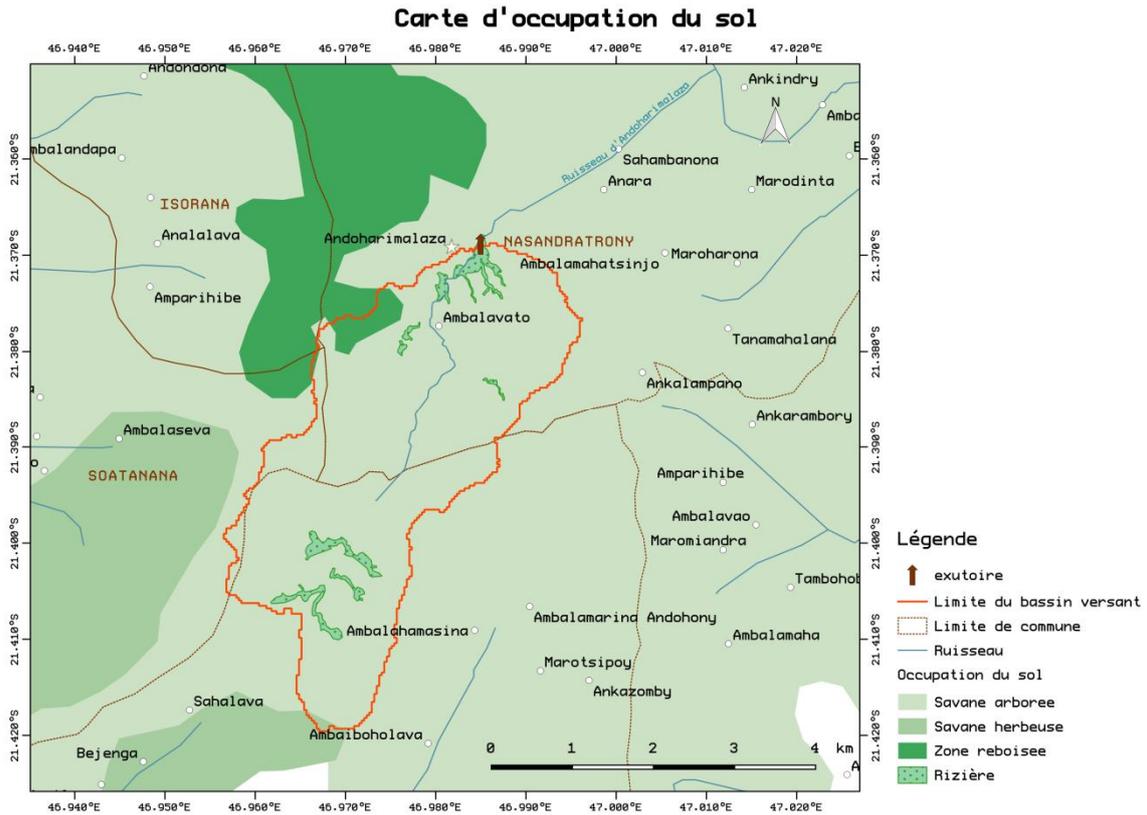
Tableau N°4 : Temps de concentration suivant les différentes méthodes et leur moyenne

Méthode	Turazzi Passini	VENTURA	BCEOM	Moyenne
$t_c$ Andoharimalaza	5,62mn	7,63mn	4,71mn	5,98mn

## IV.10 Couverture végétale

Le couvert végétal influe beaucoup sur les quantités d'eau disponibles pour l'écoulement de surface. En effet, l'évapotranspiration par les végétaux est très importante et elle varie selon la nature des végétaux (forêts, cultures, savane etc.)

Par ailleurs, la végétation joue également un rôle atténuateur important en période de crue : En effet, lorsque la végétation est développée, le ruissellement est retardé et la pointe de crue est atténuée. Par ailleurs, l'écoulement étant plus long, la part d'eau reprise par l'évapotranspiration augmente et le volume de la crue diminue.



Carte N°5 : Occupation du sol

La couverture du bassin versant en question est constituée principalement par des savanes, des bois et des cultures dont leur pourcentage d'occupation se répartit comme suit :

- 2% savane herbeuse ;
- 84% savane arborée ;
- 6% zone reboisée ;
- 8% rizières

## Chapitre V : ESTIMATION DES DEBITS

### V.1 Généralités

L'étude hydrologique est essentielle pour l'aménagement hydroélectrique. Il faut accorder plus d'attention aux calculs parce que les dimensions des différents ouvrages se feront à partir de ces calculs hydrologiques.

Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant sont les suivants :

- Courbes de débits classes ;
- Débits moyens mensuels ;
- Débits moyens annuels ou modulaires ;
- Débits d'étiage et la crue des diverses fréquences.

### V.2 Mesure de débit du ruisseau

La mesure de débit sur terrain est effectuée pendant le mois de Juin 2015.

Il y a plusieurs méthodes pour mesurer le débit du ruisseau (ou de rivière) mais les méthodes qu'on va parler ici sont la méthode de venturi et la méthode flotteur.

Habituellement cette méthode est appliquée seulement dans les sections parfaitement calibrées en profondeur sur une certaine longueur. Dans cette partie, nous allons voir comment appliquer cette méthode de mesure dans le milieu naturel.

On va citer ci-après :

- A) le choix du secteur de mesure ;
- B) l'appareillage de mesure
- C) calcul de section moyenne et sa longueur correspondante
- D) calcul de vitesse moyenne et de débits d'écoulements.

*A) Choix du secteur de mesure :*

La mesure doit être effectuée sur un endroit bien dégagé, même nature de lit (de préférable sableux ou graviers), des largeurs et profondeur à-peu-près constants et de longueur supérieur ou égal à trois fois de la largeur et de plus l'un de deux rive longitudinale doit être accessible.

### B) L'appareillage de mesure

On utilise quatre piquets pour baliser le tronçon du ruisseau. Il comprend quatre balises A B C D artificielles, réparties deux par deux sur chaque rive et matérialisant deux sections transversales AB et CD.

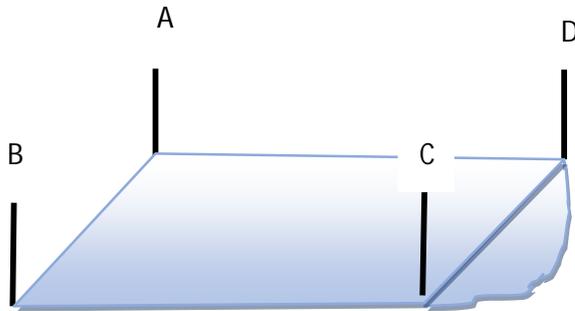


Figure 3 : Le tronçon du ruisseau balisé

Il faut que les sections transversales AB et CD soient rigoureusement parallèles.

Le flotteur doit recouvrir le  $\frac{3}{4}$  de la profondeur minimale de la partie centrale longitudinale et la partie émergée doit avoir le minimum de volume possible pour pouvoir négliger la résistance de l'air et d'avoir la vitesse d'écoulement moyen.

Pour obtenir une valeur de longueur plus précise, on doit utiliser le niveau ou appareil topographique pour bien préciser le nivellement, et un mètre pour mesurer la distance.

On utilise aussi deux chronomètres.

### C) Calcul de section moyenne et sa longueur équivalente :

Le but de ce paragraphe est de calculer la section moyenne et sa longueur équivalente à partir de la connaissance du volume de partie mouillée de canal et le temps « t » pendant laquelle l'eau traverse ce volume en appliquant le théorème de conservation de débit.

#### C. i) Principe de mesure :

On divise le tronçon en plusieurs sections équidistantes et on calcule les surfaces de ces sections de façon comme suit :

On met un bar gradué au dessus de la section transversale du cours d'eau, on mesure les profondeurs transversales du ruisseau avec un pas constant et on calcule la surface de la section en appliquant la formule de cadrature de type interpolation de Newton-côte, pour obtenir la valeur la plus proche de la réalité. On effectue cette opération sur les subdivisions du tronçon.

On calcule le volume de la partie mouillée du tronçon en intégrant les surfaces sur le long du tronçon.

Pour avoir la longueur équivalente, on divise le volume par la section moyenne.

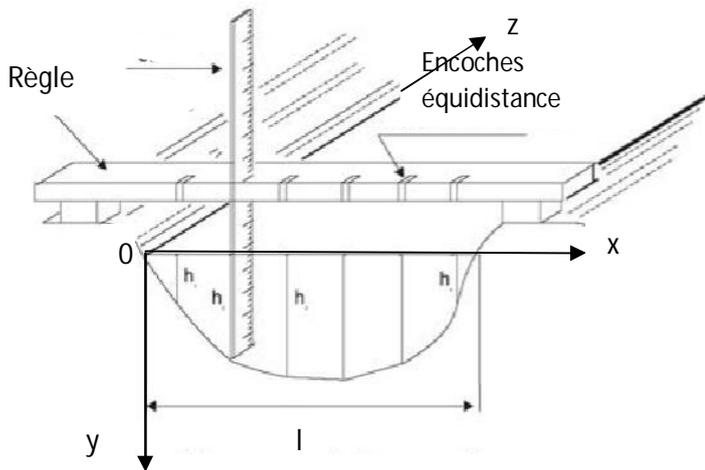


Figure 4 : Principe de mesure de surface de la section du tronçon

C. ii) Formule de Newton-côte

Posons  $b = \frac{l}{n}$  avec  $n$  : le nombre de d'intervalle de subdivisions de largeur de la partie mouillée

$l$ : larguer de la partie mouillée.

On note  $x_i, 0 \leq i \leq n$  la subdivision de  $l$  telle que

$$\begin{cases} x_{i+1} - x_i = b \\ x_0 = 0 \\ x_i = ib \end{cases}$$

Soit  $f(x)$  une fonction définie sur  $[0 ; l]$  vers  $[0 ; +\infty]$  tel que  $\forall x_i \in [0 ; l] f(x_i) = h_i$ ;  $h_i$  est la profondeur mesurée au point  $x_i$ . On approche la fonction  $f$  par le polynôme  $P$  d'interpolation de Lagrange au point  $(x_0, x_1, \dots, x_n)$   $P(x) = \sum_{i=0}^n f(x_i) l_k(x)$

avec  $l_k(x) = \prod_{i=0, i \neq k}^n \frac{(x-x_i)}{(x_k-x_i)} \forall x \in [0 ; l]$ , tel que  $l_k(x_i) = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq k \\ 1 & \text{si } i = k \end{cases}$

alors  $P(x_i) = f(x_i) \forall i \in [0 ; n]$  ( $i$  est un nombre entier naturel)

Donc on peut remplacer les calculs partant sur  $f$  par des calculs partant sur  $P$ .

D'après Newton-Côte on a :  $\int_0^l f(x) dx = \sum_{i=0}^n A_i^n f(x_i)$  avec  $A_i^n = \int_0^l l_i(x) dx$  ;

On pose  $B_i^n = \frac{A_i^n}{l}$  et avec le changement de variable  $y = \frac{x}{b} \Rightarrow by = x, dx = b \cdot dy$ , si  $x=0$  alors  $y=0$  et si  $x=l$  alors  $y=n$ .

Après certains calculs, on a  $B_i^n = \frac{(-1)^{n-i}}{n \cdot i! (n-i)!} \int_0^n \prod_{j=0, j \neq i}^n (y - j) dy$ .

Ainsi  $\int_0^l f(x) dx = l \sum_{i=0}^n B_i^n f(x_i)$

C. iii) Application numérique.

Le nombre d'intervalle des subdivisions n est dépendant de la largeur de partie mouillée du canal et la variation de profondeur transversale. Pour le cas de ruisseau d'Andoharimalaza, on prend n=4 car la largeur du cours d'eau sur le terrain de mesure est assez court, elle est comprise entre 2,1 m et 2,4 m.

C. iv) Les données reçues sur terrain sont :

Longueur de terrain de mesure L= 8 m ;

On prend les nombres des subdivisions longitudinales égale à 4, dans laquelle leurs positions sont les suivantes :  $S_0$  au  $z_0=0$  ;  $S_1$  au  $z_1=2$  ;  $S_2$  au  $z_2=4$  ;  $S_3$  au  $z_3=6$  ;  $S_4$  au  $z_4=8$ .

Propriété des  $S_i$  :

Section  $S_0$  : l=2,4m ;{(  $x_0=0$  ; f(0)=0 ) ; (  $x_1=0,6$  ; f(0,6)=0,15 ) ; (  $x_2=1,2$  ; f(1,2)=0,37 ) ; (  $x_3=1,8$  ; f(1,8)=0,23 ) ; (  $x_4=2,4$  ; f(2,4)=0 )}.

Section  $S_1$  : l= 2,34m ;{(  $x_0=0$  ; f(0)=0 ) ; (  $x_1=0,59$  ; f(0,58)=0,18 ) ; (  $x_2=1,18$  ; f(1,18)=0,4 ) ; (  $x_3=1,77$  ; f(1,77)=0,25 ) ; (  $x_4=2,34$  ; f(2,34)=0 )}

Section  $S_2$  : l= 2,25m ;{(  $x_0=0$  ; f(0)=0 ) ; (  $x_1=0,56$  ; f(0,56)=0,16 ) ; (  $x_2=1,12$  ; f(1,12)=0,4 ) ; (  $x_3=1,68$  ; f(1,68)=0,2 ) ; (  $x_4=2,25$  ; f(2,25)=0 )}

Section  $S_3$  : l= 2,30m ;{(  $x_0=0$  ; f(0)=0 ) ; (  $x_1=0,58$  ; f(0,58)=0,2 ) ; (  $x_2=1,16$  ; f(1,16)=0,35 ) ; (  $x_3=1,74$  ; f(1,74)=0,22 ) ; (  $x_4=2,30$  ; f(2,30)=0 )}

Section  $S_4$  : l= 2,28m ;{(  $x_0=0$  ; f(0)=0 ) ; (  $x_1=0,57$  ; f(0,57)=0,2 ) ; (  $x_2=1,14$  ; f(1,14)=0,4 ) ; (  $x_3=1,71$  ; f(1,71)=0,24 ) ; (  $x_4=2,28$  ; f(2,28)=0 )}

Après calculs on trouve:

$$B_0^4 = \frac{7}{90} ; B_1^4 = \frac{16}{45} ; B_2^4 = \frac{2}{15} ; B_3^4 = \frac{16}{45} ; B_4^4 = \frac{7}{90} .$$

Alors on a :

$$S_0 = 2,4 \left( \frac{16}{45} 0,15 + \frac{2}{15} 0,37 + \frac{16}{45} 0,23 \right) = 0,44 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 2,34 \left( \frac{16}{45} 0,18 + \frac{2}{15} 0,4 + \frac{16}{45} 0,25 \right) = 0,48 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,25 \left( \frac{16}{45} 0,16 + \frac{2}{15} 0,4 + \frac{16}{45} 0,2 \right) = 0,41 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,4 \left( \frac{16}{45} 0,2 + \frac{2}{15} 0,35 + \frac{16}{45} 0,22 \right) = 0,45 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,4 \left( \frac{16}{45} 0,2 + \frac{2}{15} 0,4 + \frac{16}{45} 0,24 \right) = 0,48 \text{ m}^2$$

C. v) Calcul de volume de partie mouillée de la coupe transversale du tronçon :

On considère la fonction g définie sur  $[0 ; L]$  vers  $[0 ; +\infty ]$  tel que  $\forall z_i \in [0 ; L]$   $g(z_i) = S_i$  avec  $S_i$  est la section transversale au point  $z_i$  . En appliquant la formule de Newton-Côte sur g de

la même manière qu'on a calculé les  $S_i$  ; dans le cas  $b = \frac{L}{n}$  et de même, nombres des subdivisions  $n=4$ .

$$\text{Alors on peut écrire } V = 8 \left( \frac{7}{90} 0,44 + \frac{16}{45} 0,48 + \frac{2}{15} 0,41 + \frac{16}{45} 0,45 + \frac{7}{90} 0,48 \right)$$

Où  $V$  est le volume de la partie mouillée du tronçon.

$$\text{Donc } V = 3,65 \text{ m}^3.$$

*C. vi) Calcul de section moyenne*

On prend comme section moyenne  $S_m$  la section définie par :

$$S_m = \frac{S_0 + S_1 + S_2 + S_3 + S_4}{5}$$

$$S_m = 0,45 \text{ m}^2$$

*C. vii) Calcul de longueur équivalente*

$$L_{\text{éq}} = \frac{V}{S_m} ;$$

$$\text{Par suite } L_{\text{éq}} = 8,11 \text{ m}$$

*D) Calcul de vitesse moyenne d'écoulement et son débit correspondant.*

*D. i) Principe :*

On a besoin de deux techniciens pour effectuer cette mesure ; le premier technicien est placé au point B et le deuxième est placé au point C, dont chaque technicien a son chronomètre.

On laisse les flotteurs dans le ruisseau à quelque mètre en amont de la section AB et les deux agents B et C déclencheront leur chronomètre au signal donné par l'agent B quand les flotteurs passeront à la ligne de la section AB et stopperont leur chronomètre au signal donné par l'agent C quand les flotteurs passeront à la ligne de la section CD.

Les temps mesurés sont portés sur des fiches tenues par chaque technicien; chaque flotteur est numéroté, on utilise une ligne du tableau par flotteur.

Après la confrontation des valeurs du temps enregistrés par les deux techniciens, on tire le temps moyen  $T_m$

*D. ii) Calcul de vitesse*

La vitesse moyenne d'écoulement de la partie centrale est exprimée par la formule suivante:

$\tilde{V} = \frac{L_{\text{éq}}}{T_m}$  dans laquelle,  $\tilde{V}$  est la vitesse d'écoulement exprimée en m/s. Mais, on sait que la vitesse n'est pas uniforme dans tous les points de la section transversale, alors pour obtenir la vitesse moyenne, on va d'abord calculer la vitesse d'écoulement dans la couche limite au périmètre mouillée du canal.

D'après la résolution de l'équation de Blasius exprimé ci-après :

$$2f''' + ff'' = 0 \quad (1')$$

Dans laquelle  $f$  est définie comme suit :

$$u = \tilde{V} f'(\eta) \quad (2')$$

où  $\eta = y/\delta(x)$  tel que  $\delta(x)$  : épaisseur de couche limite au fond  $x$  ;

$y$  : profondeur ;

$u$  : vitesse d'écoulement dans la couche limite.

D'après (1') et (2') on a :  $u(\eta) \approx u(x) = 0,860 \tilde{V} \left(\frac{\mu}{\tilde{V} l}\right)^{1/2}$

Avec  $\frac{\mu}{\tilde{V} l} = \frac{1}{Re}$  ;

$Re$  : Nombre de Reynolds;  $\mu$  : viscosité de l'eau ;  $l$  : largeur de tronçon.

La vitesse moyenne d'écoulement est obtenue par la formule suivante :

$$v_m = (\delta^* u + (r - \delta^*) \tilde{V}) / (r + \delta^*) \quad \text{où } \delta^* = \frac{1,72 x}{Re} ; r = \sqrt{\frac{S_m}{\pi}}$$

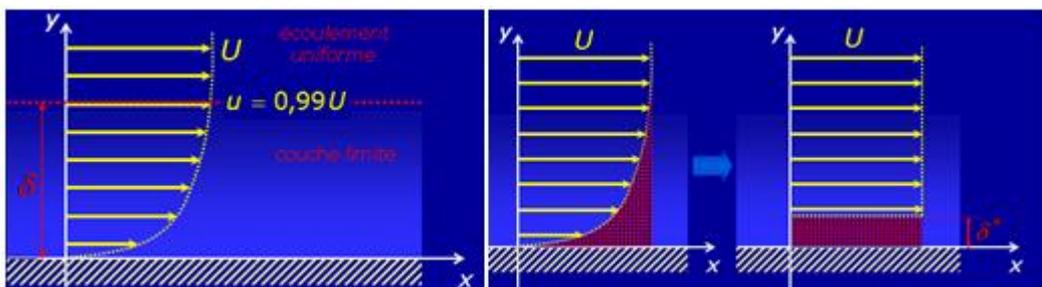


Figure 5 : variation de vitesse d'écoulement  $U$  dans un canal à ciel ouvert

*D.iii) Application numérique :*

$$\mu = 1,002 \times 10^{-3} \text{ Pa.s ;}$$

$$T_m = 27 \text{ S ;}$$

$$\tilde{V} = 0,3 \text{ m/s ;}$$

$$x = 0,3 \text{ m}$$

$$Re = 227,5 ;$$

$$u = 1,57 \times 10^{-3} \text{ m/s ;}$$

$$\delta^* = 0,002 \text{ m ;}$$

$$r = 0,38 \text{ m.}$$

Après calcul on a :

$$v_m = 0,297 \text{ m/s}$$

#### *D. iv) Calcul du débit*

Le débit volumique est calculable par la formule suivante :

$$Q = v_m \times s_m$$

D'où  $Q = 0,134 \text{ m}^3/\text{s}$  ou  $134 \text{ l/s}$

Ainsi le débit observé sur le site au mois de Juin 2015 est  $134 \text{ l/s}$ . Comme une seule mesure de débit ne suffit pas pour obtenir une valeur fiable de débit d'ouvrage et le temps ne permet pas de faire des mesures pendant plusieurs années ; alors on détermine le débit d'ouvrage à partir de valeurs pluviométriques dont on dispose les données suffisantes car le débit de cours d'eau varie en fonction de quantité de pluie tombée sur son bassin versant, c'est pourquoi l'analyse statistique de pluviométrie est nécessaire pour estimer le débit.

### V.3 Analyse des données pluviométriques

Cette analyse statistique est nécessaire pour estimer la valeur approximative de pluviométrie moyenne annuelle et la pluviométrie maximale journalière, ainsi sa fréquence. C'est pourquoi, il faut observer des valeurs pluviométriques disponibles pendant plusieurs années possibles pour avoir la bonne valeur, pour cette étude on a les données des valeurs pluviométriques de vingt-Cinq dernières années (annexe I). Le but de cette partie est de déterminer les valeurs de pluviométrie moyenne annuelle, et la pluviométrie maximale journalière.

#### ***V.3.1 Pluviométrie annuelle***

##### a) Pluviométrie moyenne annuelle

Par définition, la pluviométrie moyenne annuelle est la somme des pluviométries journalières pendant une année sur le nombre des jours dans l'année. D'après le calcul en annexe II, la pluviométrie moyenne annuelle est égale à  $1221,904 \text{ mm}$

##### b) Apport garanti annuel

Pour les projets d'aménagement hydro-agricoles, la pluviométrie considérée est la pluviométrie quinquennale sèche retenue à la station pluviométrique la plus proche de la zone d'étude. Comme notre aménagement sera rattaché à l'aménagement agricole, on prend la pluviométrie de fréquence quinquennale sèche pour les apports garantis.

Cet apport sera déterminé par l'ajustement statistique de GAUSS dont la formule est définie comme suit.

$$P_F = P_m + U_F \delta$$

Dans laquelle :

$P_F$  = pluviométrie moyenne annuelle de fréquence F

$P_m$  = pluviométrie moyenne annuelle

$U_F$  = variable réduite de GAUSS pour la fréquence F

$\delta$  = écart-type

Pour la fréquence quinquennale sèche (période retour = 5 ans), on a  $F = \frac{1}{T}$

Où T est la période de retour =>  $F = 0,2$  (fréquence au dépassement) et  $U_{0,2} = -0,84$

D'où  $P_{0,2} = 964,14 \text{ mm/ans}$ .

### ***V.3.2 Pluviométrie maximale journalière***

La pluviométrie maximale journalière est la pluviométrie journalière la plus élevée pendant une année.

a) La moyenne de pluviométrie maximale journalière :

D'après le calcul en annexe I, la moyenne de pluviométrie maximale journalière est égale à 112,512 mm.

b) Pluviométrie maximale journalière de différentes fréquences :

Selon l'ajustement statistique de la loi de GUMBEL dont la formule est définie comme suit :

$$P_F = P_0 + a_G U_F$$

Dans laquelle :  $P_0$  : variable de position

$a_G$  : Gradex

$U_F$  : Variable réduit de GUBEL de fréquence F

Avec  $P_0 = P_m - 0,45\delta$  ;  $U_F = -\ln(-\ln(F))$  ;  $a_G = \delta/1,28$   $F = 1 - \frac{1}{T}$  (fréquence au non-dépassé).

On a les résultats suivants :

$$P_0 = 100,96 \quad , \quad a_G = 20,05$$

Tableau N°5 : valeurs de pluviométrie maximale journalière des différentes fréquences

T	2	5	10	25	50	100
F	0,5	0,8	0,9	0,96	0,98	0,99
$U_F$	0,366	1,4999	2,25	3,198	3,902	4,6
$P_F$	108,29	131,033	146,072	164,169	178,285	192,28

## V.4 Estimation de débits moyens annuels et mensuels

### *V.4.1 Débit moyen annuel*

On a deux méthodes pour estimer les débits moyens annuels : méthode empirique et méthode de station de référence.

a) Méthode empirique de CTGREF:

L'expression de débit s'écrit comme suit :

$$Q = (S/31,15) \left(\frac{P}{B}\right)^{5/3} \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$$

Dans laquelle :

Q= débit moyen annuel (l/s)

S= Surface du bassin versant ( km<sup>2</sup>)

P= précipitation moyenne annuelle (mm)

$Z_m$  = altitude moyenne du bassin versant (m)

B = paramètre régionalisé

Donnée : B= 46 ( Matsiatra à Malakialina ;Source : fleuve et rivière de Madagascar)

b) Méthode de station de référence.

La méthode des stations de référence est basée sur les valeurs enregistrées à la station hydrométrique la plus proche de la zone d'étude possédant une série d'observations suffisantes pour pouvoir déterminer le débit moyen annuel et effectuer un ajustement statistique des données observées. La connaissance de superficie du bassin versant dominant la station hydrométrique étudiée permet d'obtenir le débit spécifique associé à la stations .Les débits relatifs aux ouvrages étudiés seront obtenus en multipliant ces débits spécifiques par les superficies des bassins versants dominant ces ouvrages.

D'où l'expression :  $Q= S.q$

Avec :  $q$ =débit spécifique du bassin versant en  $l/s/km^2$

$S$ =surface du bassin versant en  $km^2$

$Q$ = débit moyen annuel en  $l/s$

Donnée :  $q=19,8 l/s/km^2$  (Matsiatra à Malakialina ; Source : fleuves et rivières de Madagascar)

### ***V.3.2 Débits moyens mensuels.***

Le débit mensuel est obtenu à partir du débit annuel en utilisant les coefficients de répartition mensuels définis par ALDEGHERI qui caractérise les hautes terres centrales R1.

Il est calculé à partir de la formule suivante :  $Q_m=Q .R1.12/100$

Avec :  $Q_m$ =débit moyen mensuel

$Q$ = débit moyen annuel

$R1$  = coefficient de répartition mensuelle de la haute terre centrale

Tableau N°6 : coefficient de répartition mensuelle

mois	Jan	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Spt	Oct	Nov	Déc
R1	16,9	16,4	17	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,8

Résultats:

- débit moyen annuel

Tableau N°7: Débit moyen annuel

Méthode	Débits
CTGREF	254,65(l/s)
station de référence	277,2(l/s)
moyenne	265,9 (l/s)

- Débit moyen mensuel

On prend comme débit moyen annuel le débit moyen de deux méthodes.

Tableau N°8 : Débits moyens mensuels

Mois	Jan	Fevr	Mars	Avr	Mais	Juin	Juillet	Août	Sept	Octro	Nov	Déc
Débits (l/s)	539,2	523,3	542,4	309,5	181,9	130,8	118	108,5	83	76,6	153,2	408,4

## VI.5 Estimation des apports garantis du ruisseau Andoharimalaza

En raison de prudence, on va prendre pour l'apport garanti le débit de fréquence quinquennale sèche.

L'estimation des apports garantis peut se faire par deux méthodes: la méthode empirique du CTGREF (Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêts en France) et la méthode des stations de référence.

### ***V.5.1 Apports annuels :***

a) Méthode empirique.

Il y a plusieurs méthodes empiriques pouvant être utilisés pour l'estimation des apports mais la méthode la plus utilisée à Madagascar est la méthode de CTGREF.

La formule est définie comme suit :  $Q_T = (S / 31,15) \cdot \left(\frac{P_T}{B}\right)^{5/3} \cdot \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$

Dans laquelle:

- $Q_T$  = apports annuels de période de retour T (l/s)
- $P_T$  = pluie annuelle pour la même période de retour T (mm)
- S = superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

- $Z_m$  = altitude moyenne du bassin versant (m)
- B = paramètre régionalisé

La valeur de B à Matsiatra Malakialina est égale à 46 (Source : fleuves et rivières de Madagascar).

b) Méthode de station de référence

$$Q_T = S \cdot q_T$$

Avec  $Q_T$  : apports annuels de période de retour T (l/s)

S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

$q_T$  : Débit spécifique de période de retour T (l/s/km<sup>2</sup>)

$q_5$  de Matsiatra à Malakialina est égale 14,9 l/s/km<sup>2</sup> (quinquennal sèche)

### V.5.2 Apports mensuels de période de retour T

$$Q_m = Q_T \times 12 \times R_m / 100$$

Avec  $R_m$  qui est le coefficient de répartition mensuelle régionale

Pour le bassin versant d'Andoharimalaza on va prendre le coefficient de répartition mensuelle de haute terre centrale  $R_1$

### V.5.3 Résultats :

Tableau N°9 Apport garanti annuel

Méthode empirique	169,654 l/s
Méthode de station de référence	208,6 l/s
Moyenne	189,1 l/s

Tableau N°10 : Apport mensuel (l/s)

Mois	Jan	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Jul	Aot	Spt	Oct	Nov	Déc
débites	383,5	372,1	385,8	220,1	129,3	93	84	77,5	59	54,5	108,9	290,4

## V.6 Estimation de débits de crue

### **V.6.1 définition**

La crue d'un cours d'eau est le phénomène par lequel son débit prend, pendant un temps limite, une valeur considérée comme relativement rare.

Pour l'hydrologue, une crue sera une période au cours de laquelle le débit dépasse une certaine valeur, liée au module.

Pour le statisticien, la crue est une période de débit dont la fréquence est relativement faible (par exemple 1 à 5%) ; il s'intéresse à la répartition des débits probables de crues de moins en moins fréquents.

Une crue est définie complètement par la variation du débit en fonction du temps en tous les points du bassin versant.

### **V.6.2 Calcul de crue**

Il y a des plusieurs méthodes pour estimer la crue de cours d'eau, mais la méthode appliquée dans cette étude est la méthode de Louis DURET.

D'après Luis DURET la formule de détermination de débit de crue est définie comme suit :

$$Q_T = 0,009 S^{0,5} I^{0,32} P_T^{1,39}$$

Dans lesquelles :

- $Q_T$  = débit de crue de période de retour T ( $m^3/s$ )
- S = surface du bassin versant ( $Km^2$ )
- I = pente du bassin versant ( $m/Km^2$ )
- $P_T$  = pluie maximale de 24 h tombée en un point du bassin versant pour la même période de retour T (mm).

Après calcul on a les résultats suivant :

Tableau N°11: débit de crue des différentes fréquences

T	2	5	10	25	50	100
$Q_T$ ( $m^3/s$ )	64,787	84,444	98,21	115,522	129,556	143,90

D'après l'enquête auprès de villageois d'Andoharimalaza le débit de crue le plus élevé est environ  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  alors on prend comme débit d'ouvrage la crue de période de retour 50 ans.

### V.7 Estimation de débit caractéristique d'étiage.

Comme on n'a pas le temps de faire le jaugeage aux périodes de l'étiage, alors on se réfère à la station hydrologique de Matsiatra à Malakialina (Source : fleuve et rivière de Madagascar).

On a :

Tableau N°12 : Débit caractéristique d'étiage.

Matsiatra à Malakialina	Ruisseau Andoharimalaza
DE=2,19 l/s/ Km <sup>2</sup>	DE=30 l/s

### V.8 Etudes des débits classés

Les débits classés sont la répartition des débits disponibles pendant une année (ou 365 jours). En principe, on doit effectuer des mesures des débits journaliers pendant une année. Si les débits moyens journaliers sont disponibles (moyenne durant une période de dizaine années) on trie les valeurs par ordre décroissant, sinon on classifie les débits comme suit :

- Débit dépasse ou égal à 10j par an (DD10J);
- Débit caractéristique de 3 mois (DC3) dépasse ou égal à 3 mois par an ;
- Débit caractéristique médian ou de 6 mois (DC6) ;
- Débit caractéristique de 9 mois ( DC9 ) dépasse ou égal 9 mois par an ;
- Débit caractéristique d'étiage (DCE), dépasse ou égal à 355 jours par an

La courbe de débits classés est représentée ci-dessous et se caractérise comme suit :

Débit dépasse 10 jours : 550 l/s

DC 3:408 l/s

DC 6: 120 [l/s]

DC 9: 82 [l/s]

DCE: 30, 7 [l/s]

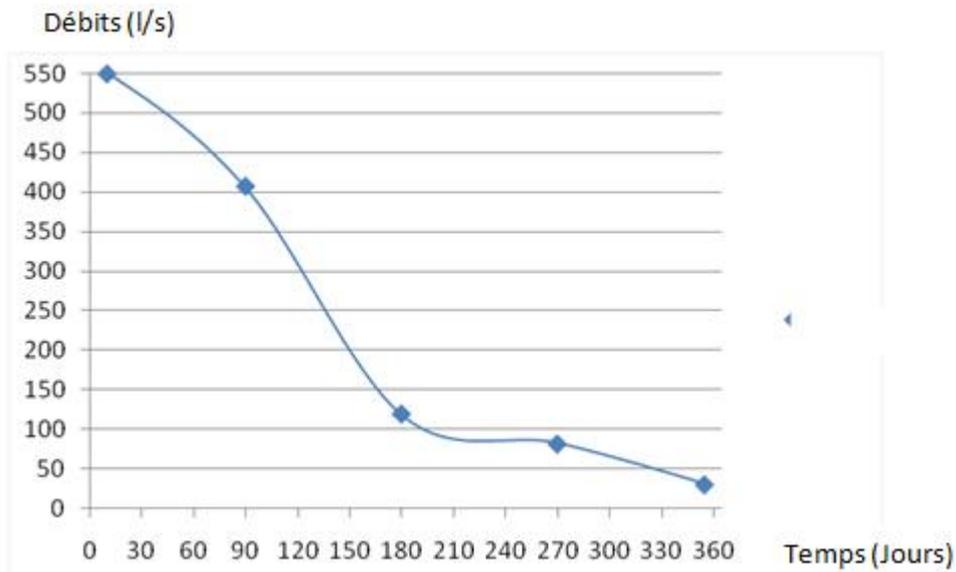


Figure 6 : Courbe de débit classé

### V.9 Débits disponibles pour la centrale hydroélectrique.

La saison de riziculture irriguée par cette source débute au mois de Novembre jusqu'au mois de juin, pendant la période où les débits du ruisseau est très abondante. Donc on n'a pas de soucis sur le conflit avec les cultivateurs si on prend 80 L/s comme débit nominal de la centrale et le reste est utilisé pour l'irrigation et la population aquatique. En fait, pour la riziculture, les pratiques culturales exigent les opérations suivantes :

- Mise en boue : effectuée avant le repiquage pour la saturation du profil – la quantité d'eau apportée varie suivant la nature pédologique du sol (100 à 200 mm) ;
- Remplissage des clos : effectué après le repiquage pour avoir un plan d'eau uniforme dans la rizière. La quantité d'eau apportée varie suivant le mode de culture (culture traditionnelle = 100 mm ; SRI = 20 à 50 mm) ;
- Séchage : effectué avant et après le sarclage – la quantité d'eau apportée est égale à celle apportée pendant le remplissage des clos ;
- Entretien : effectué après le sarclage jusqu'à la récolte – la quantité d'eau apportée est de 50 mm. D'après la mesure effectuée sur terrain, le besoin en eau des rizières irriguées par cette source est 45l/s.

## Chapitre VI : Productibilité annuelle disponible

La production d'énergie électrique varie en fonction du débit du ruisseau, et elle est présentée par le tableau ci-après :

Tableau N°13: Relation entre débits disponibles et puissances délivrées

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Débit moyen	539,2	523,3	542,4	309,5	181,9	130,8	118	108,5	83	76,6	153,2	408,4
Débits turbinés	80	80	80	80	80	80	80	80	75	70	80	80
Puissances délivrées	50	50	50	50	50	50	50	50	46,8	43,7	50	50
Débits garantis	383,5	372,1	385,8	220,1	129,3	93	84	77,5	59	54,5	108,9	290,4
Débits turbinés	80	80	80	80	80	70	60	60	40	40	80	80
Puissances garanties	50	50	50	50	50	43,7	37,5	37,5	25	25	50	50

D'après le tableau ci-dessus, aux périodes de sécheresse, le débit d'eau ne peut pas couvrir la demande énergétique. Alors pour éviter le délestage à cette période, une petite centrale solaire de puissance 10KW installée est recommandée.

**Partie III : ETUDE TECHNIQUE DE  
L'INSTALLATION DE LA CENTRALE  
HYDROELECTRIQUE**

## Chapitre VII : ouvrage de génie civil.

### VII.1 schéma de l'aménagement

L'aménagement d'Andoharimalaza est de type au fil de l'eau. Il est dimensionné pour fournir à terme une puissance de 50,2KW sur un réseau isolé de Soatanàna avec un débit d'équipement de 80 L/S. La réhabilitation des ouvrages existants est nécessaire y compris quelques modifications sur la vanne de prise et la construction des ouvrages appropriés à la centrale hydroélectrique. Les ouvrages existants sont : le barrage et l'ouvrage de prise comme les vannes et les canaux. Ces ouvrages sont construits en 1969 c'est pourquoi on a besoin de les réhabiliter.

L'aménagement comprend généralement de :

- Un renforcement de barrage par un revêtement de voile en béton armé d'épaisseur de 10 cm en amont et au dessus de crête et changer la vanne en bois de déversoir par une vanne en métallique coulissante ;
- Deux prises d'eau sur la rive droite qui alimente respectivement le canal d'amené et le canal d'irrigation ;
- Un canal d'amené de forme rectangle à ciel ouvert, 478 m de long, qui sera muni à son extrémité aval d'une chambre de mise en charge ;
- Une conduite forcée de 202 m de longueur ;
- Un bâtiment d'usine.

### VII.2 Topographie

Les travaux topographiques effectués sur le site ont précisé les caractéristiques techniques du site et plus particulièrement la hauteur de chute exploitable qui est égale à 83 m.

On peut tracer le profil en long du ruisseau et l'emplacement de chaque ouvrage comme suit :

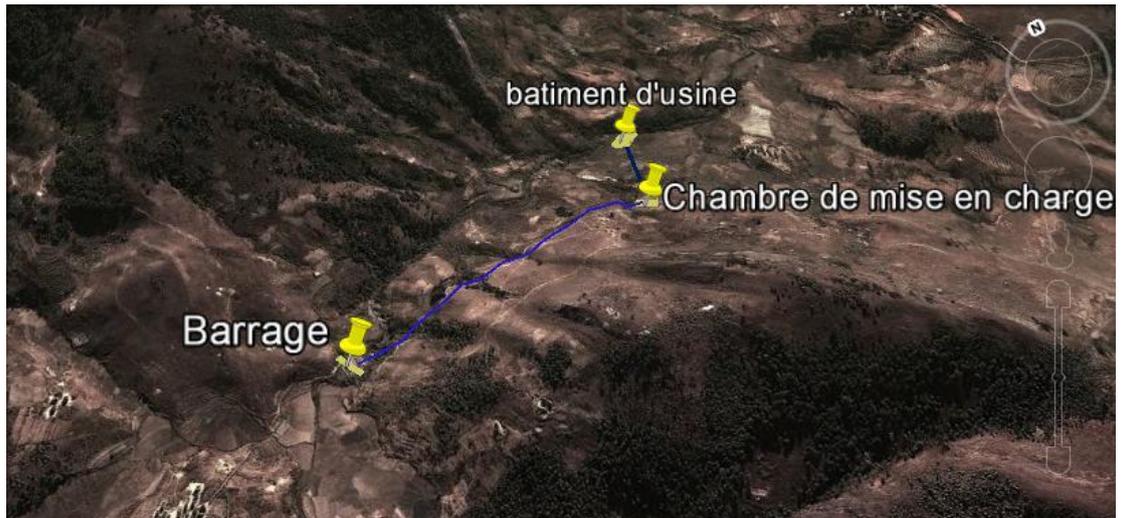


Photo N°3 : Plan général de l'ouvrage

### VII.3 Barrage

Le barrage présent sur le site est un barrage en poids construit en maçonnerie de moellon.

Les caractéristiques de ce barrage sont :

- Hauteur du barrage : 0,8 m
- Longueur en crête du barrage : 20 m
- Largeur en crête du barrage : 0,4 m
- Largeur du barrage : 1 m
- Epaisseur de radier : 0,15 m



Photo N°4 Barrage d'Andoharimalaza

Après la réhabilitation, leurs caractéristiques seront comme suit :

- Hauteur du barrage : 0,90m
- Corps du barrage : 20 m
- Largeur en crête du barrage : 0,50 m
- Largeur du barrage : 1,1 m
- Epaisseur de radier : 0,15m

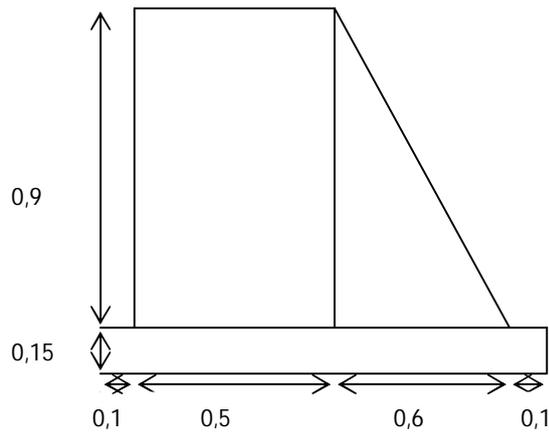


Figure 7 : Profil du barrage après la réhabilitation

### Stabilité par renversement du barrage

#### a) Analyse de la tendance au basculement

Le barrage est soumis à :

- La force de poussée de l'eau qui entraîne un mouvement de rotation autour du pied aval ;
- Son propre poids qui tend à le stabiliser en s'opposant à cette rotation

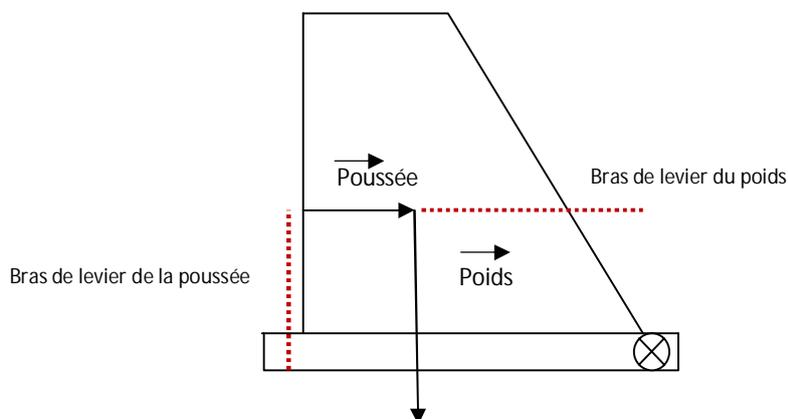


Figure 8: représentation des forces exercées au barrage

Comme tout mouvement de rotation, le renversement de l'ouvrage est déterminé par le moment des forces, c'est à dire le produit des forces par leur bras de levier :

$\mathcal{M}_{\text{poids}}$  = moment du poids = poids \* bras de levier du poids

$\mathcal{M}_{\text{poussée}}$  = moment de la poussée = poussée \* bras de levier de la poussée

Théoriquement, l'ouvrage est en équilibre si :  $\mathcal{M}_{\text{poids}} = \mathcal{M}_{\text{poussée}}$

En pratique, on applique un *coefficient de sécurité* et on considère que l'ouvrage est stable si

$$k_s = \frac{\mathcal{M}_{\text{poids}}}{\mathcal{M}_{\text{poussée}}} \geq 2$$

Calcul de la charge en amont du barrage

La formule générale d'un déversoir est :

$$Q = m \times L \times \sqrt{2g} \times H_0^{3/2}$$

Avec  $m$  : coefficient de débit

$L$  : longueur de corps du barrage

$H_0$  : Charge en amont du déversoir

$Q$  : débit évacué par le déversoir = 129,55 m<sup>3</sup>/s

D'après M. LENCASTRE dans le livre « Manuel Hydraulique général » pour un seuil épais trapézoïdale de parement en amont vertical et aval incliné,  $m$  prend la valeur 0.44 pour une pente de parement aval 1/2.

L'épaisseur d'eau au dessus du barrage  $h_d$  est pratiquement égal à 2/3 de la charge en amont au point où la vitesse de l'eau est sensiblement nulle.

C'est-à-dire  $h_d = 2/3 \times H_0$

Après calcul on a :  $H_0 = 2,23$  m alors  $h_d = 1,4$

c) Calcul de moment de la force de poussée

c.i) Calcul de force résultante des pressions (force résultante des poussées)

La force résultante des pressions se calcule par la formule suivante

$$F_p = \rho_e \times g \times h_b \left( h_d + \frac{h_d}{2} \right)$$

Avec  $h_d$  : hauteur d'eau au dessus du barrage en période de crues maximales ;

$h_b$  : Hauteur du barrage ;

$\rho_e$  : Masse volumique d'eau ;

$F_P$  : Force résultante des pressions

Résultat :  $F_P = 16317 \text{ N}$

c.ii) détermination de point d'application

Le bras de levier  $x$  de la force de poussée se calcule par la formule suivante :

$$x = \frac{h_b(h_d + \frac{h_b}{3})}{2h_d + h_b}$$

D'où  $x = 0,41 \text{ m}$

Ainsi  $\mathcal{M}_{\text{poussée}} = 6689,97 \text{ N.m}$  (i)

d) Calcul de moment du Poids

d.i) Calcul de l'intensité du Poids

D'après le calcul en annexe II.3 on a :  $P_T = 20511,4 \text{ N}$

d.ii) Détermination de point d'application de  $P_T$

Le bras de levier  $y$  du poids  $P_T$  se calcule par la formule suivante :

$$Y = \frac{1}{3} \left[ 2(b-a) + \frac{a(a+2b)}{b+a} \right]$$

Avec  $a$  : largeur de crête du barrage

$b$  : largeur du barrage

D'où  $Y = 0,68$

Ainsi  $\mathcal{M}_{\text{poids}} = 13947,75 \text{ N.m}$  (ii)

D'après (i) et (ii) on a  $K_S = 2,08$

*En effet, l'ouvrage est stable par renversement*

## VII.4 Prise d'eau

Les deux prises d'eau sont dimensionnées pour pouvoir alimenter la turbine de débit d'équipement 80 l/s et le canal d'irrigation de débit 45 l/s. La prise de canal d'amené au turbine doit être équipé d'une grille, en but d'éliminer les matières solides apportées par l'eau.

La grille doit être inclinée de  $15^\circ$  par rapport à la verticale et prolongée par une voile en béton armé. Les équipements de manœuvre de vanne de tête sont placés hors de l'eau et accessible.

Le principe de calcul de l'ouverture est donné par la formule suivante :

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

Avec: -Q débit à évacuer ( $m^3/s$ )

- $\mu$  coefficient de débit = 0,7 (orifice noyer)

- $\Delta h$  différence de niveau d'eau en amont et aval de la prise

Calcul de section de l'ouverture

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

Q= 80 l/s, g= 9,81 N/kg et  $\Delta h=0,6$  m ; d'où  $S= 0,03$   $m^2$

Calcul de profondeur de l'ouverture

Comme l'orifice est rectangulaire, la largeur de l'orifice est égale au deux fois de son hauteur.

Donc on a :

$$S = 2y^2$$

Avec : y= profondeur de l'orifice

D'où y= 0,13 m

Ainsi la largeur de l'orifice l = 0,26 m.

## VII.5 Ouvrage d'amené

L'ouvrage d'amené est une conduite d'eau qui relie la prise et la chambre de mise en charge. La vitesse d'eau toute au long du canal ne devrait pas dépasser la vitesse maximale admissible pour éviter l'érosion du fond et les parois du canal. Cette vitesse ne devra pas être très faible pour éviter l'assemblage du canal. La conduite sera alors constituée d'un canal en maçonnerie de melon de forme rectangulaire à ciel ouvert.

Le dimensionnement de l'ouvrage sera calculé en appliquant la formule de Manning pour l'écoulement d'eau dans les canaux qui se définit comme suit :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{i})$$

Avec: Q = débit en m<sup>3</sup>/s

n = coefficient de Manning de canal revêtu

S = section de canal en m<sup>2</sup>

R = rayon hydraulique de section transversale de canal en m

I = pente de radier du canal en m/m

$$\text{Donne : } S \times R^{2/3} = \frac{n \times Q}{\sqrt{I}} \quad (\text{ii})$$

Profils optimums pour la section du canal rectangulaire

S mouiller = 2y<sup>2</sup> ; R = 0,5 y ; l : largeurs au miroir = 2y ;

Avec y = profondeur d'eau

$$\text{Donne } y = \left( \frac{n \times Q}{1,26 \sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

Application numérique

n = 0,025 ; Q = 0,08 m<sup>3</sup>/s ; I = 0,005 m/m

Donc y = 0,24 m

Mais pour y = 0,24 m la vitesse d'eau écoulee dans le canal est assez faible, la croissance de plante aquatique dans le canal est risquée.

$$\text{En effet : } V = \frac{Q}{S}$$

Avec : V vitesses d'eau dans le canal en m/s

Q et S déjà exprimés en haut.

$V = 0,7 \text{ m/s}$

La vitesse minimale pour empêcher la croissance de plante aquatique est entre  $0,5 \text{ m/s}$  et  $0,75 \text{ m/s}$ .

Alors on prend  $y = 0,2 \text{ m}$  pour cet ouvrage et la vitesse d'eau sera  $1 \text{ m/s}$ .

Cette vitesse est inférieure à la vitesse maximale admissible à la nature du canal en maçonnerie des moellons brutes, donc l'ouvrage ne risquera de corrosion au fond du canal car la vitesse maximale admissible au fond du canal en maçonnerie des moellons est  $4 \text{ m/s}$ .

Revanche : C'est un hauteur supplémentaire nécessaire pour faire face à l'augmentation de niveau produit par la fermeture de vanne brutale, par vague ou par l'augmentation d'excessive du niveau du canal lui-même due à des fortes pluies.

Pour cet ouvrage la revanche est  $20 \text{ cm}$ .

On peut en déduire que la dimension finale de canal d'amené est  $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

(Hauteur = revanche +  $y = 40 \text{ cm}$  et largeur de lit =  $40 \text{ cm}$ ).

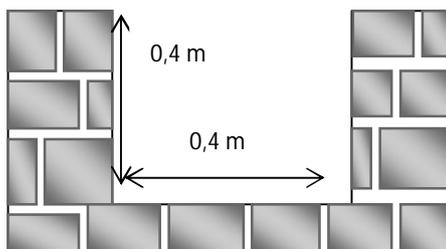


Figure 9: Profil du canal d'amenée

### VIII.6 Chambre de mise en charge.

C'est une jonction entre le canal d'amené à écoulement libre et la conduite forcée. Elle est constituée par un élargissement et approfondissement de la partie terminale du canal d'amenée, fermée au côté aval par un mur de fond au bas duquel est percé l'orifice d'entrée de la conduite forcée. Elle sera munie de grille, vanne d'arrêt, de dessabler pour éliminer tout débris flottant ou sédiment qui pourrait endommager la turbine et un système de vidage pour

le nettoyage de débris décantés et de déverser le débit en excès dans le canal d'amené dus à la forte pluie. L'ouvrage s'installera dans une cordonnée 21°22'.29''Sud de latitude, 46°59'28.48''Est de longitude et à 1263,6 m au dessus de la mer.

### ***VII.6.1 Dimensionnement de la profondeur de chambre de mise en charge***

La conduite forcée fonctionne comme un orifice .La hauteur d'eau au-dessus de la conduite peut être déterminée par la formule de l'orifice :

$$h = \frac{\left(\frac{Q}{\mu S'}\right)^2}{2g} \quad \mu : \text{coefficient de débit d'un orifice noyé} = 0,6$$

$S'$  : section de la conduite forcé en  $m^2$

$h$  : hauteur d'eau mesurée entre le centre de conduite forcée et la surface libre dans la chambre de mise en charge, en m.

Le diamètre de la conduite est  $\Phi = 0,22$  m

$$S' = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = 0,038 \text{ m}^2$$

$h = 0,63$  m

La hauteur d'eau au dessus de l'orifice est donc  $0,63 - 0,11 = 0,52$  m.

La hauteur entre la section de l'orifice et le lit de chambre de mise en charge sera 0,10 m et la revanche qu'on va considérer sera 0,2 m.

La hauteur totale de chambre de mise en charge est alors :  $H_t = 1,04$  m

Rayon de succion  $r$  :

$$r = \frac{h}{\sqrt{2}}$$

$r = 0,45$  m.

### VII.6.2 Dimensionnement : Largeur de la chambre de mise en charge.

Comme la chambre de mise en charge joue le rôle de bassin de décantation, la dimension de la chambre de mise en charge doit s'adapter aussi à la dimension de bassin de décantation.

On prend comme hauteur de bassin de décantation  $h_d = 0,63$  m

On sait que la largeur de bassin de décantation  $l_d \leq 0,8h_d$

On prend  $l_d = 0,8h_d$

Donc  $l_d = 0,5$  m

### I.6.3 Longueur de bassin de décantation

$$L_d = \frac{v}{w} h_d \text{ Avec : } w = w_0 - \alpha v$$

Dans laquelle :  $W$  = vitesse de sédimentation en eau courant

$w_0$  = vitesse de sédimentation en eau calme

$v$  : vitesse d'écoulement longitudinal

$$\alpha = \frac{0,132}{\sqrt{h_d}}$$

$w_0$  est déterminée par la courbe de relation entre le diamètre limite de grain à décanter et la vitesse de dépôt de sédiment à la température d'eau 20 °C .Comme le bassin est relié directement à la turbine alors on prend 0,2 mm comme diamètre limite de grain. D'après la courbe à l'annexe II.2  $w_0 = 5$ mm/s.

La vitesse d'écoulement dans la chambre de mise en charge  $v = 0,2$  m /s.

Donc  $w = 0,02$ m/s et  $L_d = 6,3$  m.

*En fait, la dimension du bassin de mise en charge est comme suit :*

- Profondeur total = 1,04 m
- Largeur = 0,5 m
- Longueur = 6,3 m

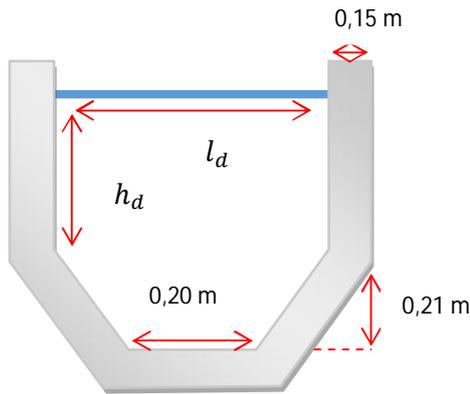


Figure 10 Profil de la chambre de mise en charge

## VII.7 Dimensionnement de la conduite forcée

Les conduites forcées sont des tuyaux qui relient l'extrémité de l'ouvrage d'aménée aux turbines et toujours pleines d'eau. Elles supportent à leur extrémité une pression servie par la hauteur de chute. Le raccordement entre ouvrage d'aménée et conduites est réalisé par une chambre de mise en charge.

Pour cet ouvrage, la conduite forcée a une longueur de 202 m. Cette conduite sera en PEHD enterré.

### **VII.7.1 Diamètre.**

La dimension de diamètre de la conduite est calculée par l'équation de Manning, définie comme suit :

$$\Phi = \left( \frac{10,3n^2 Q^2 L}{H_f} \right)^{0,1875}$$

Dans laquelle : n coefficient de Hazen Williams qui dépend de l'état de surface de tuyau. Pour le PEHD  $n = 0,009$   $H_f$  : perte de charge totale dans le conduite qui est égale à 3m d'après le calcul en Annexe II.4.

$$\Phi = 0,22 \text{ m}$$

### VII.7.2 Epaisseur de conduite.

L'épaisseur de conduite se calcule par la formule suivante :

$$e = \frac{P' \times \Phi}{2\sigma_f}$$

Dans laquelle : e épaisseur de la conduite en m

P' pression hydrostatique en N /mm<sup>2</sup>

$\sigma_f$  Contrainte admissible en N/ mm<sup>2</sup>

Pour cette conduite P'=0,78 N / mm<sup>2</sup> et  $\sigma_f=5$  N/ mm<sup>2</sup>( calcul de P' en Annexe II.4)

Alors e=17mm.

Vitesse d'écoulement dans la conduite.

La vitesse d'eau est donnée par la formule suivante :  $V = \frac{Q}{S'}$ , V= 2,1 m/s

**Les dimensions de la conduite sont fixées comme suit:**

- Longueur L= 202 m
- Diamètre  $\Phi= 0,22$ m
- Epaisseur e =17 mm
- Vitesse de l'eau dans la conduite V= 2,1 m/s

### VII.8 Bâtiment d'usine

Le bâtiment d'usine sera situé sur la rive droite du ruisseau, d'élévation 1180 m et entre 21°21'52.61''S de latitude et 46°59'30.94''E de longitude. Des terrassements afin de réaliser une plate-forme pour son implantation devront être effectués. Ce bâtiment abritera les équipements électromécaniques, les bureaux du personnel technique, des toilettes et une armoire de stockage des pièces de rechange et des lubrifiants. Les dimensions du bâtiment recommandées sont 6m ×12m et 4,5 m de haut (dimensions internes). La structure sera construite en maçonnerie de brique et de mortier de ciment. La structure du toit pourra être en

bois ou treillis d'aciers. Ils seront ensuite recouverts de tôles d'acier galvanisé et la fondation en maçonnerie de moellon brute. Le plan de ce bâtiment est comme le suivant :

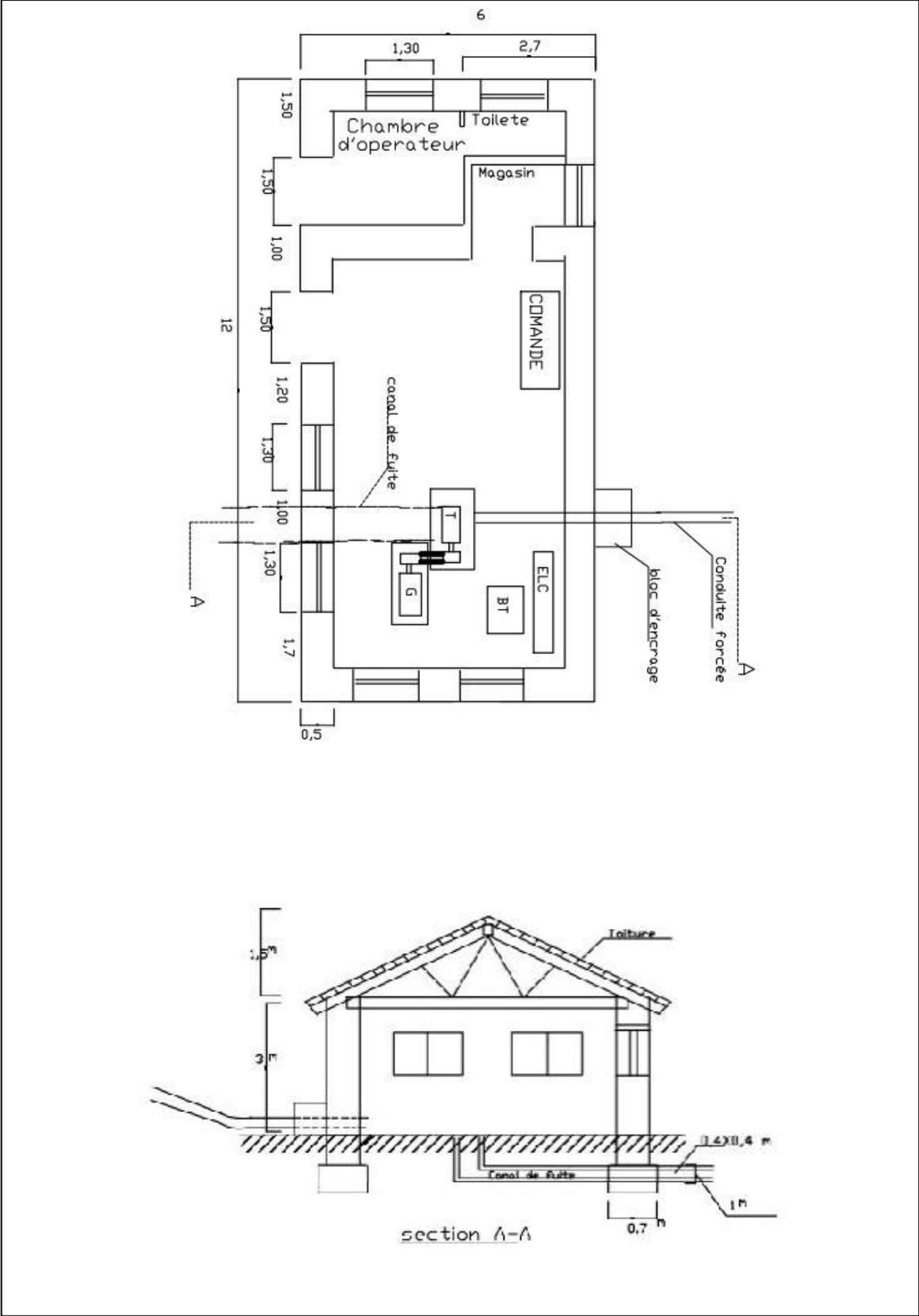


Figure 11 : Plan d'usine

## VII.9 La restitution

La restitution est un canal qui mène l'eau sortant de la turbine vers le cours d'eau. Sa dimension est la même que celle de canal d'amenée.

Hauteur d'eau  $y = 0,2$  m

Largeur de lit de canal  $l = 0,4$  m

Revanche  $r = 0,2$  m

## Chapitre VIII: Equipement électromécanique et hydromécanique.

### VIII.1 Prise d'eau

#### *VIII.1.1 Grilles*

Dimensions : 0,26m × 0,41 m

La prise d'eau est équipée d'une grille inclinée de 15° par rapport au vertical, destiné à éliminer les corps flottant.

#### *VIII.1.2 Vanne de tête du canal d'amenée.*

Dimensions : O, 3 m × 0,4 m

La vanne de tête est de type de vanne wagon, avec étanchéité sur les 4 côtés, manœuvrée par un vérin à simple effet placé en tête. Elle se ferme par son propre poids.

Cette vanne sert :

- D'isolement du canal d'amenée pour des visites et maintenance des équipements en aval
- D'organe de sécurité : fermeture automatique sur détection de défaut.

### VIII.2 Conduite forcée

#### *VIII.2.1 Vanne de tête de conduite forcée*

Dimension : 0,26 m × 0,3 m

Le type de vanne est de type vanne wagon sous carter, manœuvrée par un vérin simple effet. Elle se ferme par son propre poids.

Elle sert :

- À l'isolement de la conduite forcée correspondante pour la visite et la maintenance des équipements en aval ;
- Comme organe de sécurité : fermeture automatique sur détection de défaut.

### ***VIII.2.2 Grille en acier inoxydable.***

Dimensions : - section 0,26m × 0,31 m

- Epaisseur des barreaux  $d= 8$  mm
- Ouverture entre les barreaux  $a= 12$  mm
- Espacement entre les barreaux  $b= 20$  mm
- Hauteur des barres  $L= 40$  mm

Elle est inclinée de  $15^\circ$  par rapport à la verticale. Cette grille sera posée en amont de la conduite pour servir à éliminer les corps flottants apportés par l'eau dans le canal d'amenée.

### **VIII.3 Turbine**

Une turbine hydraulique est un moteur rotatif entraîné par une veine d'eau sous pression amenée par une conduite forcée ; ce moteur transforme en énergie mécanique la plus grande fraction possible de l'énergie de l'eau à l'extrémité aval de la conduite. On a principalement deux types de turbine, les turbines à action et les turbines à réaction.

#### ***VIII.3.1 Les turbines à actions***

Pour ce type de turbine, l'énergie est véhiculée par un jet à haute vitesse s'écoulant dans des augets, monté sur la périphérie de la roue. La pression d'eau à l'entrée de la turbine est égale à la pression d'eau à la sortie.

#### **Exemple des turbines à actions**

##### **1) Turbine Pelton**

La turbine Pelton est une turbine à action dans laquelle un ou plusieurs injecteurs acheminent l'eau dans les augets placés en périphérie de la roue. Chaque injecteur est constitué d'une tuyère permettant de former un jet d'eau compact à haute vitesse, est d'un pointeau mobile faisant office d'organe de contrôle du débit. Elle est utilisée pour des hautes chutes à partir de 60 m jusqu'à plus de 1000 m. Les axes des injecteurs sont situés dans le plan de la roue. En cas d'arrêt d'urgence de la turbine, le jet est dévié par un déflecteur, de sorte qu'il n'atteigne pas les augets et que la turbine ne puisse pas atteindre sa vitesse d'emballement. Cette action

permet de fermer l'injecteur en manœuvrant très lentement le pointeau, évitant ainsi de générer une surpression (coup de bélier) inacceptable dans la conduite.

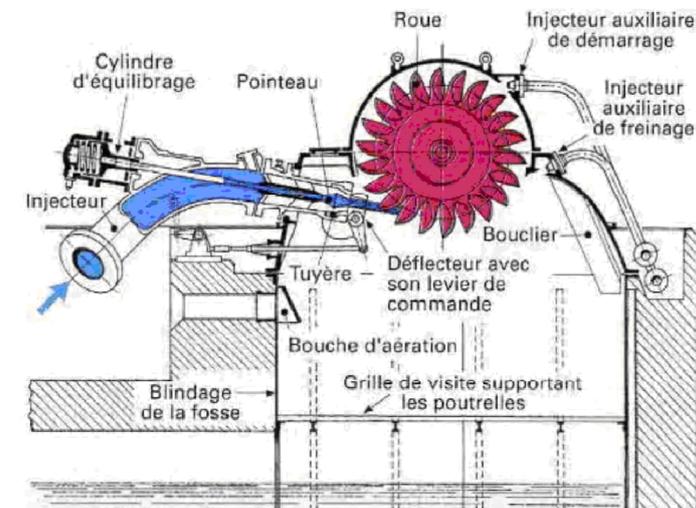


Figure 12 : Turbine Pelton à un jet

## 2) La turbine Cross flow

Ce type de turbine est utilisé pour des débits des 20 à 7000 l/s et chutes de 5 à 200 mètres. Son nom technique est turbine à flux traversant et l'eau est attrapée à l'intérieur des augets et traverse 2 fois la roue. Cette fois-ci l'injecteur de la roue est réglé par une aube rotative ouverte à l'aide d'un vérin hydraulique et ferme par un contre poids. Les aubes sont cylindriques et profilées, et un bât assure le positionnement des paliers et de la turbine. L'une des particularités intéressantes de cette turbine est qu'elle est divisée en 2 parties et peut donc être mise en fonctionnement séparément ou ensemble dépendants des conditions. Elle est aussi autonettoyante car le flux de l'eau peut dégager les débris accumulés.

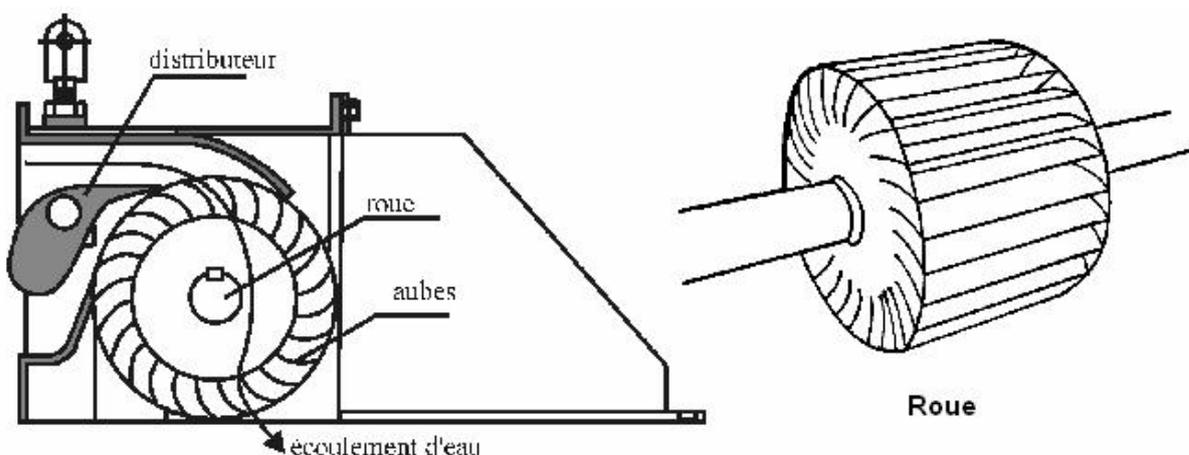


Figure 13: Schéma du principe d'une turbine à flux traversant

### VIII.3.2 Turbine à réaction

On parle de turbine à réaction si la pression de l'entrée est supérieure à la pression à la sortie de la roue. Leurs rendements sont plus hauts mais leur fonctionnement s'avère plus complexe. Ces turbines sont immergées dans l'eau du fait qu'elles se trouvent à l'intérieur du canal d'écoulement du barrage, pour cette raison il est important de faire attention au phénomène de cavitation qui est la résultante de la pression d'aspiration de l'eau en hauteur et se manifeste en une grande dépression sur les aubes de la roue.

Exemples des turbines à réaction :

#### 1) Les turbines Francis.

Les turbines Francis sont des turbines à réaction possédant une roue à aubes fixes et un distributeur à aubes mobiles. Elles sont utilisées pour des dénivellations moyennes. L'admission de l'eau est toujours radiale et la sortie axiale. Leur champ d'application habituel est de 25 à environ 350 m de dénivellation. Elles peuvent avoir un axe horizontal ou vertical, leurs rendements peuvent atteindre de 96%.

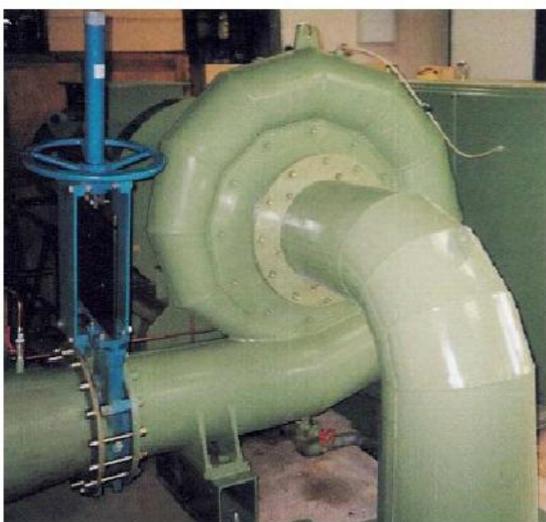
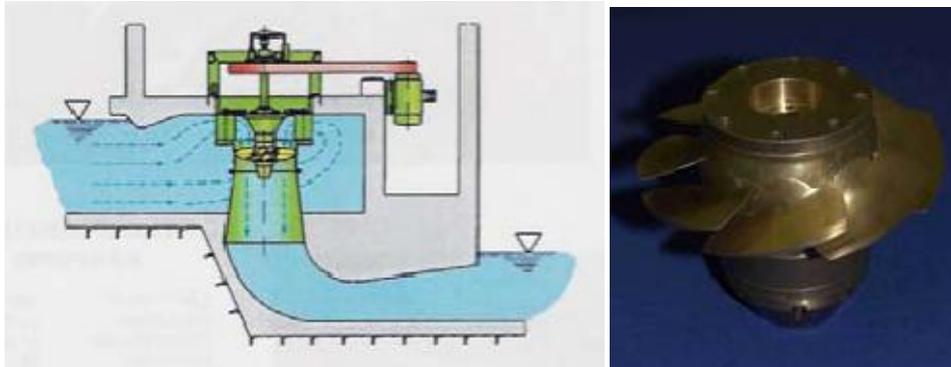


Figure 14 : turbine Francis à axe horizontal

#### 2) Les turbines Kaplan et Hélice

Les turbines Kaplan conviennent aux très basses chutes, entre 5 et 30 m. La Kaplan peut-être réglable lors de son fonctionnement et sa roue à une forme d'hélice, on peut donc développer plusieurs variantes pour régler la puissance fournie et l'extraire. Ainsi des groupes Bulbes

dont la technique a été développée pour l'usine marémotrice, ou l'alternateur est collé à la turbine et étanche ce qui donne un niveau d'indépendance à la turbine tel qu'elle est capable d'être totalement immergée sous l'eau.



Roue Kaplan

Figure 15: Coupe d'une turbine Kaplan à double réglage

### ***VIII.3.3 Sélection de turbine***

D'après le diagramme de domaine d'utilisation des différentes turbines qu'on a vues à l'annexe IV, on utilisera la turbine Pelton pour cette centrale.

### ***VIII.3.4 La turbine Pelton***

La turbine Pelton est une machine hydraulique au fonctionnement simple. Elle est de faible nombre de pièces de mise en jeu mais robuste. La turbine Pelton est constituée principalement par les éléments suivants:

- Des injecteurs (6 au maximums)
- Une roue
- Un arbre de transmission

Le principe de la turbine repose sur la transformation de l'énergie potentielle de l'eau, évaluable par la pression, en énergie cinétique. L'eau provenant du bassin de mise en charge est acheminée vers la turbine par une conduite forcée. Aux abords de la turbine, la conduite peut se séparer en deux ou plus des canalisations de diamètre inférieur qui vont alimenter les injecteurs. Les injecteurs ont pour rôle d'accélérer l'eau par le biais d'un convergent, qui permet de transformer l'énergie potentielle de l'eau en énergie cinétique. L'eau vient ensuite frapper les augets de façon tangentielle qui fait tourner la roue, afin de leur transmettre une énergie maximum. Plus la vitesse en sortie d'injecteur est importante, plus l'énergie de l'impact sur les aubes est élevée et donc plus la turbine tourne vite.

#### a) L'injecteur

L'injecteur est constitué d'une tuyère appelée buse dont la section de passage est réglable par le déplacement d'un pointeau ou aiguille d'injection. Un déflecteur coiffe l'extrémité de la buse d'un nez demi-cylindrique qui enveloppe et affleure le jet sortant de l'injecteur; ce déflecteur a pour mission de dévier brusquement le jet de la roue en cas de décharge accidentelle de la machine et d'éviter ainsi l'emballement de celle-ci.

L'injecteur est équipé des deux organes de réglage, qui sont : celui de l'aiguille de l'injecteur et celui du déflecteur. Ces deux organes, dont les fonctions sont différentes, sont couplés de telle façon que, en régime d'équilibre, à chaque position du pointeau corresponde une position précise du déflecteur qui place l'arête d'attaque de ce dernier à une faible distance du jet, prête à y pénétrer et à le dévier sans retard en cas de nécessité.

Il est important que le déflecteur ne pénètre dans le jet que si une réduction de puissance ne peut être obtenue assez rapidement par la fermeture du pointeau. En effet, une intervention trop fréquente du déflecteur dans le jet provoque une perte inutile d'énergie et une usure rapide tant de la roue que du déflecteur lui-même. Le réglage du débit par deux systèmes indépendants permet de résoudre le problème des surpressions et des survitesses. Sur déclenchement, les déflecteurs ferment très rapidement pour limiter les survitesses ; de leur côté, les aiguilles (ou pointeaux) ferment lentement pour limiter les surpressions

#### b) La roue

La roue d'une turbine Pelton est formée d'un disque portant des augets en forme de double cuiller avec arête médiane et échancrure. L'axe du jet sortant d'un injecteur est tangent à la circonférence primitive (ou cercle Pelton) de la roue dont le diamètre est par définition le diamètre nominal de la machine. L'eau frappe les demi-augets symétriquement par rapport à l'arête qui les sépare ; elle sort de l'injecteur à une vitesse à peu près double de la vitesse tangentielle moyenne des augets : la forme de l'échancrure et le nombre d'augets sont déterminés de telle sorte que la totalité du débit travaille dans les augets sans perte par faufilement. Les roues à augets sont généralement coulées d'une seule pièce en acier inoxydable de nuance 13 % Cr et 4 % Ni ; elles sont équilibrées statiquement en atelier. La roue est accouplée au plateau de l'arbre turbine par des boulons précontraints au moyen de vérins hydrauliques, assurant ainsi la transmission du couple par adhérence.

c) Arbre de la turbine

L'arbre de la turbine a un rôle de transmettre l'énergie mécanique de la roue de turbine au rotor de générateur. La turbine Pelton peut avoir une axe verticale ou axe horizontal, notre turbine aura une axe horizontal.

### VIII.3.5 Dimensionnement de la turbine

a) Vitesse spécifique de la turbine.

D'après la courbe de relation entre la vitesse spécifique et la chute nette disponible pour la turbine en Annexe III, on a  $n_{QE} = 0,033$  ( $n_{QE}$  : vitesse spécifique de la turbine).

Vitesse de rotation de la roue

La vitesse de rotation de la roue est calculable par la formule suivant :

$$n = \frac{E^{3/4} \cdot n_{QE}}{\sqrt{Q}}$$

Dans la quelle : - n : vitesse de rotation de la roue (t/s)

-E : énergie hydraulique massique disponible à la turbine (J/Kg)

E= 784,8 J/Kg ; n= 17,3 t/s

b) Diamètre de la roue  $D_r$  en m ;  $D_r = 0,68 \cdot \frac{\sqrt{H}}{n}$  ;  $D_r = 0,35$  m

c) Nombre d'injecteur  $N_{inj}$

D'après l'échelle de vitesse spécifique de la turbine Pelton, on a  $N_{inj} = 2$

d) Largeur intérieur de l'auget  $l_a$  (m)

$$l_g = 1,68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{N_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H}}}$$

$l_g = 0,11$  m

e) Diamètre de tuyère d'injecteur  $D_t$  (m)

$$D_t = 1,178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{N_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{gH}}}$$

$D_t = 0,044$  m

f) Nombre des augets

Le nombre des augets est déterminé de façon à aucune particule d'eau provenant du jet ne puisse se faufiler entre deux augets sans action sur l'un d'eux.

### ***VIII.3.6 Puissance mécanique de la turbine***

La puissance mécanique de la turbine dépend du rendement hydraulique et du rendement mécanique. (Ces rendements sont donnés par le constructeur de la turbine) Notre rendement mécanique recommandé est 0,83 .

La puissance mécanique est donnée par la formule suivante :

$$P_m = 0,83 \cdot P_h$$

Dans laquelle  $P_h$  est la puissance hydraulique donnée par  $P_h = \rho \cdot g \cdot H_{nette} \cdot Q$

Donc  $P_m = 52,06 \text{KW}$

### **Récapitulation**

La turbine est du type Pelton à doubles injections avec les caractéristiques nominales suivants:

-Débit : 0,08 m<sup>3</sup>/s

-Hauteur de chute nette : 80 m

-Puissance mécanique : 52,06KW

### **VIII.4 Alternateur**

Le principal rôle d'alternateur est de transformer l'énergie mécanique en énergie électrique.

Il y a deux types d'alternateurs :

- Alternateurs synchrones : ils sont équipés d'un système d'excitation à courant continu ou à aimant (rotatif ou statique), associé à un régulateur de tension régulant la tension de sortie avant que l'alternateur ne soit connecté au réseau. Les générateurs synchrones peuvent fonctionner en réseau isolé, puisque leur excitation ne dépend pas du réseau.

– Les alternateurs asynchrones : ce sont des moteurs à induction à rotor en court-circuit simple n'ayant aucune possibilité de régulation de tension et fonctionnant à une vitesse directement liée à la fréquence du réseau. Ils tirent leur courant d'excitation du réseau et absorbent de la puissance réactive, raison pour laquelle il est en général nécessaire d'y adjoindre une batterie de condensateurs permettant de compenser la puissance réactive absorbée. Ils ne peuvent donc pas fonctionner en réseau isolé puisqu'ils sont incapables de fournir leur propre courant d'excitation.

Donc, on emploie ici les alternateurs synchrones triphasés car notre centrale est dans une région isolée.

#### ***VIII.4.1 Composition d'un alternateur***

L'alternateur est composé de deux organes principaux :

a) Le stator : en formant la partie fixe, il est composé d'un bobinage de fils de cuivres tandis que le rotor est constitué par la partie mobile est composée d'électro-aimants.

b) Le rotor : il se situe à l'intérieur du stator, est entraîné par l'arbre de la turbine formant ainsi un champ magnétique dans l'alternateur. Ce champ magnétique provoquera un déplacement d'électrons et un courant électrique qui sera récupéré au niveau du stator.

#### ***VIII.4.2 Caractéristiques de l'alternateur***

L'alternateur de notre projet sera de type synchrone triphasé à 6 pôles. Elle délivrera une tension nominale de 400 V à une fréquence de 50 Hz.

a) Puissance active de l'installation

En tenant compte du rendement de la machine, elle est donnée par la relation suivante :

$$P_{\text{active}} = 0,96 \times P_m$$

D'après le calcul, on a  $P_{\text{active}} = 50 \text{ kw}$

b) Puissance réactive de l'installation

$$P_{\text{apparente}} = \frac{P_{\text{active}}}{\cos\varphi}$$

Avec un facteur de puissance  $\cos\varphi$  égal à 0,80, la puissance apparente sera égale à 62,5 KVA. La puissance réactive correspondante sera alors :

$$P_{\text{réactive}} = \sqrt{P_{\text{apparente}}^2 - P_{\text{active}}^2}$$

$$P_{\text{réactive}} = 37,5 \text{ VA}$$

c) Intensité nominale

L'intensité nominale est donnée par la relation suivante :

$$I = \frac{P_{\text{apparente}}}{U\sqrt{3}}$$

Avec tension égale à 400V.

**Récapitulation :** Notre alternateur est de type synchrone de 50KVA, 400 V, 50 HZ, 3 phases, 6 pôles avec facteur de puissance 0,8.

### VIII.5 Système de contrôle-commande.

Les petites installations hydroélectriques sont habituellement sans surveillance et fonctionnent de manière automatique en raison de coût et de facilité d'exploitation. Le système de contrôle-commande des centrales hydroélectriques est basé sur le contrôle de vitesse de rotation de l'arbre de générateur et la régulation de tension fréquence.

#### *VIII.5.1 Régulation de vitesse et débit*

Elle consiste à adapter le débit de l'eau afin de réguler la vitesse de rotation. Le contrôle du débit se fait par l'intermédiaire de pointeaux amovibles dans les injecteurs par deux volets rotatifs au niveau de l'injection d'eau de notre turbine qui est une turbine Pelton.

Comme le contrôle des vannes de notre aménagement se fait par l'intermédiaire de vérins qui sont commandés sur le principe de la rétroaction. La vitesse de rotation en sortie de turbine est mesurée à l'aide d'un capteur, l'information étant ensuite transmise à un microcontrôleur qui calcule la course à donner aux vérins pour adapter le débit. On va utiliser un régulateur de type PID, qui assurent une correction à la fois précise et rapide. La figure ci-dessous donne un schéma de principe de la régulation vitesse et débit

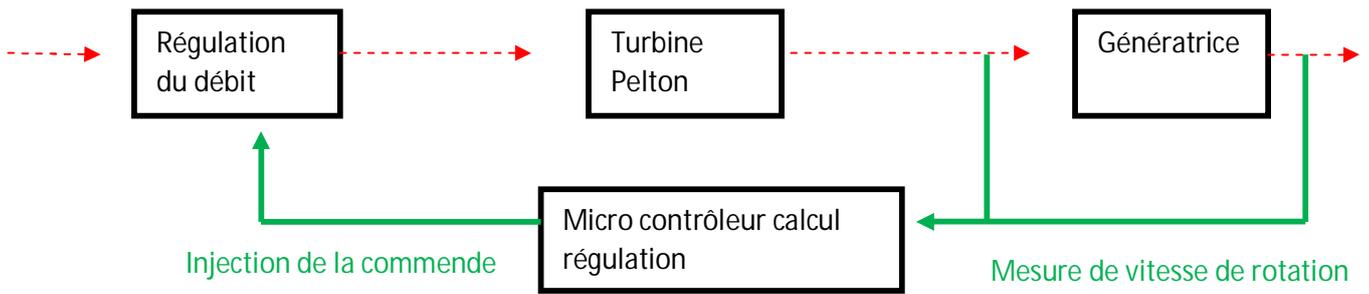


Figure 16 : Régulation de vitesse et débit

Lorsqu'une retenue d'eau est présente, la régulation vitesse et débit présente l'avantage de consommer l'eau de façon intelligente. En effet, quand la demande du réseau est faible, cette méthode permet d'économiser de l'énergie et de la stocker sous forme d'énergie potentielle hydraulique. La commande sera faite de façon automatique et nécessite la programmation d'un micro contrôleur, l'implantation de capteur et l'intervention d'un système de conversion numérique analogique

### ***VIII.5.2 Régulation de charge et fréquence***

Elle agit afin de garder constante la charge électrique du réseau, sans système de contrôle du débit. La régulation s'effectue par dissipation du surplus d'énergie dans des charges résistives. Toute l'énergie non consommée est redirigée dans une batterie de résistance. La centrale tourne donc toujours au maximum de sa capacité, produisant sa puissance nominale. La figure ci-dessous donne le schéma de principe. De la même manière que pour la régulation de débit et vitesse, le délestage de l'énergie excédentaire peut s'effectuer de manière automatique ou de façon manuelle. Nous choisissons de le faire de façon automatique ; nous présentons ainsi les Caractéristiques du régulateur de fréquence : fréquence de référence est de 50 HZ, tolérance en fréquence de +5% et -1%.

Il convient de faire remarquer qu'un régulateur de tension sera présent dont les tolérances en tensions admises sont +/-5%.

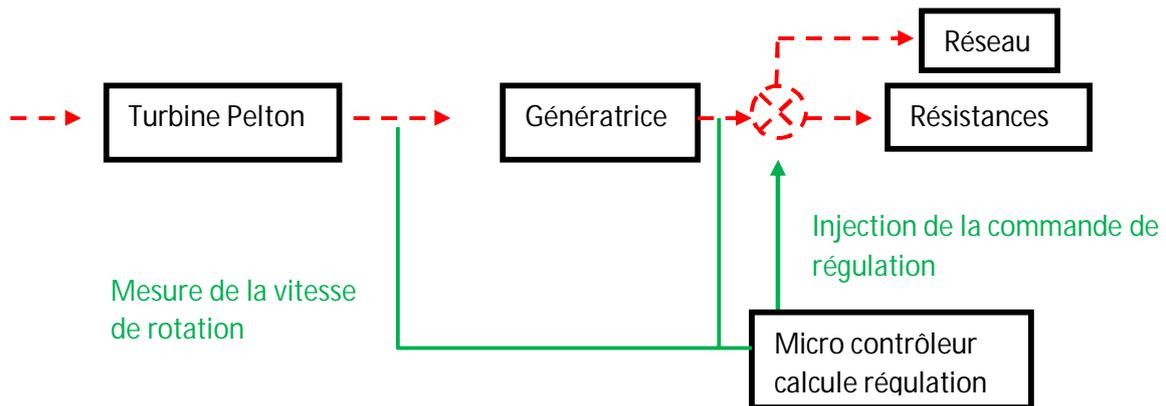


Figure 17 : principe de régulation de charge fréquence

L'équipement de contrôle-commande recommandé doit satisfaire les tâches suivantes :

- Affichage des défauts (coupure de courant, panne mécanique ...)
- Commandes des ouvertures et fermetures des vannes, démarrage de groupe, disjoncteurs, ...
- Affichages des tensions, intensité de courant et fréquence délivrée par le moteur
- Compteur des énergies consommées
- Réglages : tension-fréquence et vitesse de rotation de générateur

### VIII.6 Equipements auxiliaires

Dès qu'on parle de systèmes auxiliaires, on voit tout l'appareillage électrique et électromécanique essentiel à la marche, à l'exploitation et à l'entretien du matériel principal de production. Ce sont principalement :

- Station à huile : délivre les énergies hydrauliques nécessaires pour manœuvrer la commande mécanique grâce à la pompe à huile.
- Le système d'air de service dont la fonction est de fournir l'air comprimé nécessaire à l'entretien ; il comprend les éléments suivants : compresseur d'air, réservoir, tuyauterie, filtre, soupape.
- Alimentation en courant continu : les équipements de contrôle-commande sont en générale fonctionnées en courant continue. Un transformateur abaisseur 400V/120 V et un redresseur est nécessaire pour alimenter le central. Deux batteries de 24 V

sont essentielles pour le stockage électrique, en cas de défaut d'alimentation ou d'éclanche de réseau.

– Système de mesure de niveau d'eau : le fonctionnement de centrale est asservi avec le niveau d'eau en amont, la connaissance de ces valeurs est très importante pour contrôler l'ouverture ou la fermeture des vannes. Notre système est composé essentiellement par une sonde de niveau d'eau, une transmission d'information et un appareil d'affichage de valeur.

### VIII.7 Transformateur

Pour le transport d'énergie produite à Andoharimalaza vers Soatanàna avec une distance de 5 km, il est nécessaire d'augmenter la tension pour minimiser la perte en ligne.

Caractéristique du transformateur :

- Type : triphasé immergé dans l'huile
- Fréquences : 50 HZ
- Nombre d'appareil : 1
- Refroidissement : ONAN ou ONAF
- Nombre d'enroulement : 2
- Puissance assigné : 75KVA
- Rapport de tension : 6KV /0,4KV
- Couplage : Triangle/étoile, avec neutre à terre
- Equipements : conservateur d'huile, protection (Buchholz, température d'huile)

### VIII.8 Vanne de garde amont

Le groupe est équipé d'une vanne de garde amont de type vanne papillon. Cette vanne est manœuvrée à chaque arrêt et a chaque démarrage du groupe. La fermeture se fait par contrepoids, et l'ouverture se fait par vérin à huile simple effet, alimentée par la centrale a huile du groupe correspondant. Cette vanne est installée avec une bride mobile de démontage, non auto butée, et sont équipées d'un by-pass. Elles sont capables de se fermer sur débit de gueule bée, suite a une rupture de la conduite en aval.

## Chapitre IX : Transmission et Distribution

Pour transporter l'énergie au village de Soatanàna, le câble torsadé aériens a trois phases et 1 neutre de dimensions 35mm sont recommandés pour les lignes de transmission car ils sont largement disponibles à Madagascar. Les poteaux de la ligne de transmission seront en eucalyptus traité.

Le système d'alimentation domestique est monophasé. Les consommateurs seront soient connectés à un compteur soient à un disjoncteur miniature.

## Chapitre X : Production électrique simulée

L'installation sera dimensionnée pour  $0,08\text{m}^3/\text{s}$ . La puissance mécanique fournie sous 80 m de chute nette est ainsi d'environ 62,7 Kw. Ainsi, avec un rendement global de 0.797, la puissance installée est égale 50KW. Comme l'énergie produit est diminuée en période de sécheresse alors l'installation de pano-solaire de puissance 10KW est nécessaire pour combler la demande énergétique du client, ainsi la puissance électrique produite annuel peut se calculer en fonction de l'énergie consommée par les consommateurs par année. Globalement cette centrale délivrera de puissance 438MWh par année.

En effet :  $E_c = P_i \times h_m$  avec :

-  $E_c$  : énergies consommés annuel (ou puissance électrique produit annuel)

-  $P_i$  : puissance installée

-  $h_m$  : heurs de marche annuelle

Application numérique

$$h_m = 24 \times 365 = 8760 \text{ h/an} \quad (24 \text{ h/j} \times 365 \text{ J/ an})$$

D'où  $E_c = 438\text{MWh}$

Il convient d'appliquer un abattement de 10% de ce chiffre correspondant à des arrêts de maintenance, pannes, coupures réseaux, etc...

Ainsi l'énergie consommé nette (ou puissance nette annuelle) se calcule par :

$$P_{nette} = E_c \times 0,9 \quad (0,9 \text{ est le coefficient d'abattement} = 1 - 10/100)$$

$$P_{nette} = 394,2 \text{ Mwh.}$$

Le central solaire sera installé à la station des distributions au village et joue un rôle de secours.

**Partie IV : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL  
ET ANALYSE FINANCIERE**

## Chapitre XII : Etude d'impact environnemental

### XII.1 Généralités

L'étude d'impact environnemental est obligatoire pour tout projet d'investissement à entreprendre. Elle est indispensable pour les travaux d'installation d'une centrale hydroélectrique d'après le décret MECIE N° 99-954 du 19 Aout 1999.

L'étude d'impact est une identification et une analyse des effets positifs et négatifs d'un projet sur l'environnement, dans le cadre de vie et de santé. L'étude d'impact comprend cinq (5) étapes dont :

- Mise en contexte du projet ;
- Elaboration des différents impacts ;
- Evaluation des impacts ;
- Etudes comparatives des impacts ;
- Plan de Gestion Environnemental (PGE).

L'impact est défini comme la dérivation de la situation de base déjà connue après une modification d'un état. Une telle étude se soucie de l'environnement et du développement durable des êtres humains, des bénéficiaires ou non du projet.

### XII.2 La mise en contexte du projet

L'étude environnementale reflète d'une façon globale et détaillée les atouts et les méfaits de la réalisation d'un projet. Elle permet de dégager les points traités avant, durant et après la réalisation des infrastructures pour que les objets mis en place ne nuisent pas à l'environnement au niveau du territoire villageois. Le présent projet s'intitule projet hydroélectrique comprenant des barrages, des canaux, de conduite forcée, des salles de machines et de poste transformateur nécessaire à la génération d'électricité. En effet, il a pour objet d'alimenter en électricité la zone isolé de Soatanàna et aussi de diminuer l'utilisation d'énergie fossile.

## XII.3 Evaluation des impactes

### ***XII.3.1 Milieu physique***

a) Hydrologie, physico-chimie de l'eau

- En amont de l'installation : création d'un obstacle à l'évacuation des crues ;
- dans les tronçons court-circuités : diminution de la lame d'eau et du périmètre mouillé ;
- en aval de l'installation : variations brutales de niveau dues aux éclusées, diminution du transport solide.

b) Hydrogéologie et géomorphologie

- En amont : diminution du drainage de la nappe, répercussions sur l'état de saturation des sols ;
- Dans le tronçon court-circuité : aggravation du drainage de la nappe ;
- Influence de la stabilité des berges de l'évolution de la ligne d'eau ;

### ***XII.3.2 Risques naturels***

Les conséquences de l'aménagement sur la stabilité des versants sont :

- possibilités de mouvement de terrain ;
- risque d'incendie lié à une ligne aérienne d'évacuation de l'énergie ;
- modification de l'écoulement des crues ;
- submersion des zones en amont du barrage.

### ***XII.3.3 Milieux biologiques***

Les effets peuvent être très divers :

- mortalité des juvéniles au passage dans les turbines au cours de la dévalaison ;
- évolution de la qualité des eaux par diminution du pouvoir auto épurateur
- modification de la capacité du milieu à assurer la reproduction et le grossissement des poissons ;
- modification de la flore, du plancton, du benthos et de la faune piscicole dans la partie court-circuitée ;

- appauvrissement du milieu en aval du barrage en cas d'éclusées (impossibilité pour certaines espèces de s'adapter aux variations soudaines de courant).

#### ***XII.3.4 Impacts sur les écosystèmes terrestres***

- -déboisement nécessaire a une piste d'accès ou a une ligne d'évacuation d'énergie
- Décapage et débroussaillage du site d'implantation ;
- -Perturbation des conditions de vie des oiseaux dus à la présence de ligne aérienne

#### ***XII.3.5 Milieux humains***

a) Impacts socio-économiques sont :

- Les répercussions de l'aménagement sur l'emploi ;
- Les répercussions sur les finances locales par les biais notamment de la taxe professionnelle ;
- Les répercussions sur les autres activités socio-économiques : tourisme, agriculture, artisanat ;
- Les répercussions sur les infrastructures et réseaux de transports

b) Patrimoine de paysage

Les impacts paysagers sont principalement liés : à la présence d'une conduite forcée, bâtiment comprenant des équipements de la centrale ; à la ligne d'évacuation d'énergie aux voies d'accès.

c) Santé

L'amélioration des services sanitaires par l'utilisation des équipements électrique ; à l'échelle nationale, l'énergie hydraulique en tant qu'énergie renouvelable présente principalement des effets positifs sur la sante ; elle permet d'éviter notablement l'utilisation de combustible fossile responsable de la majorité de la pollution atmosphérique de notre planète ; à l'échelle locale, une centrale hydroélectrique peut générer des effets négatifs limites (bruits par exemple).

L'énergie hydraulique a donc très fortement contribué au redressement économique du pays et, par la même, à l'amélioration de la santé.

### ***XII.3.6 Impacts négatifs***

L'impact d'une centrale hydroélectrique est dit négatif lorsqu'il porte atteinte à la qualité de vie du milieu ou affecte un désordre sur les composantes environnementales. Les effets négatifs des ouvrages sur l'environnement sont :

- Pollution de l'air et de l'eau engendrée par la construction et l'évacuation des déchets; érosion des sols; destruction de la végétation;
- Problèmes d'hygiène et de santé provenant des campements d'ouvriers,
- Dégradation de l'environnement causée par une pression accrue exercée sur les terres ;
- Risques de perturbation passagère des activités habituelles (déviation provisoire du cours d'eau et implantation du chantier) ;
- Pollution due aux éclats, débris rocheux ;
- Pollution due à l'émanation des poussières ;
- Pollution sonore ;
- Pollution visuelle par destruction du paysage ;
- Perte de terres (agricoles, de pâturage et de régions humides) inondées.

### ***XII.3.7 Impacts positifs***

L'impact de l'aménagement est dit positif dans le cas où le projet contribue et apporte une amélioration de la qualité de toute forme de vie du milieu humain :

- Création d'emploi ;
- Réhabilitation du barrage d'irrigation ;
- Diminution de la maladie due à l'utilisation des ressources renouvelables ;
- Amélioration de la qualité de vie ;
- Extension des activités artisanales;
- Pas de pollution de l'air et de l'eau en phase de production.

### ***XII.3.8 Degré de sévérité des impacts***

Les impacts peuvent être aussi classés suivant d'autres paramètres qui rendent compte de leur importance. Les paramètres à considérer sont : l'intensité de l'impact, leur durée dans le temps et leur étendue dans l'espace.

Tableau N°14 : Impacts du projet classés par ordre de grandeur

Impacts		Portée	Durée	Grandeur de l'impacte	Importance de l'impacte
		Locale : 1	Occasionnelle : 1	Faible : 1	Majeur: [9-7]]
		Zonale : 2	Temporaire : 2	Moyenne: 2	Moyenne : [6-5]
		Régionale : 3	Permanent : 3	Forte : 3	Mineur : [4-1]
Négatifs	Effets négatifs des ouvrages sur l'environnement	1	3	2	6
	Ensablement des pieds des ouvrages	1	2	1	4
	Risque de perturbation paysagère des activités habituelles	1	2	1	4
	Pollution dues aux travaux	1	2	2	4
	Pollution sonore	1	3	1	4
	Pollution visuelle par destruction des paysages	2	2	1	4
	Augmentation des maladies paludiques	2	3	3	7
	Migration	1	2	2	4
Positifs	Santé	3	3	3	8
	Scolarisation des enfants	2	3	3	8
	Amélioration de la saison de culture	1	3	3	8
	Autosuffisance alimentaire	3	3	3	9

## XII.4 Etude comparative des impacts

Bien souvent, les communautés éloignées du barrage hydroélectrique en bénéficient, les habitants de la région inondée qui, en règle générale, supportent les coûts sociaux et environnementaux les plus lourds causés par la construction de la centrale.

La production d'électricité que rend possible un projet hydroélectrique est un avantage indéniable qui permet de développer l'économie et d'améliorer la qualité de vie des populations desservies. Les projets hydroélectriques sont à forte intensité de main d'œuvre et fournissent, par conséquent, des possibilités d'emplois. La réhabilitation de barrage et le canal d'irrigation offre d'avantage à la population locales des emplois. Par ailleurs, l'énergie produite par la centrale hydroélectrique est une énergie propre, ne dégage pas de gaz à effet de serre et réduit l'utilisation de l'énergie fossile. Nous pouvons constater que l'impact positif a une importance majeure sur l'échelle consommateur, mais l'impact négatif reste au niveau de riverain, c'est-à-dire local. Or, ce projet offre plus d'avantages à l'ensemble de la population locale et la commune bénéficiée.

## XII.5 Mesures d'atténuations

### *XII.5.1 Mesures réductrices sur le milieu physique*

Installation de dispositif qui peut contrôler la qualité des eaux et qui peut permettre de corriger une anomalie constatée que :

- Arrangement du mode opératoire en phase de chantier pour limiter les matières en suspension;
- Interdiction de déversement sur le sol d'hydrocarbure et des produits chimiques en phase de chantier;
- Précautions à prendre en vue de réduire les actions érosives ;

### *XII.5.2 Mesures réductrices ou compensatoires sur le milieu naturel*

- Aménagements des grilles à l'entrée du canal d'amenée ;
- Aménagements des grilles à l'extrémité aval du canal de fuite ;
- Réaménagement des sites modifiés par les travaux ;

### *XII.5.3 Mesures réductrices sur le milieu humain*

- Contrôle du niveau sonore du chantier ;
- Choix du chemin le plus discret pour les lignes de transport de l'énergie ;
- Choix des supports de ligne électrique ;
- Répartition équitable des ressources en eau entre la centrale et le périmètre irrigué ;

### XII.6 Plan de gestion environnemental

Aujourd'hui, la prise en compte de l'environnement dans un aménagement hydroélectrique se situe essentiellement au stade de l'Avant Projet Sommaire et de la demande d'autorisation. Elle se concrétise par la réalisation de l'étude d'impact. Néanmoins dans une démarche qualité, il est important d'assurer la prise en compte de l'environnement et de la conception du projet à l'exploitation d'ouvrage.

Cette fiche présentera successivement :

- Le suivi environnemental en phase de travaux ;
- Le suivi environnemental en phase d'exploitation de l'ouvrage ;

#### *XII.6.1 Le suivi environnemental en phase de travaux.*

Pour le législateur, les mesures réductrices ou compensatoires mentionnées dans l'étude d'impact doivent être suffisamment précises pour juger leur faisabilité effective et engager la responsabilité du promoteur.

Rappelons de plus que ces mesures doivent être évaluées financièrement dans l'étude d'impact. Le suivi environnemental en phase de travaux peut être décomposé en deux phases principales :

- A la phase projet de détail et consultation des entreprises, les mesures environnementales sont affinées, elles sont la traduction et la concrétisation des mesures évoquées dans l'étude d'impact. Celles-ci sont ensuite intégrées dans le dossier d'appels d'offres aux entreprises ;
- La phase chantier, le promoteur suit les différentes opérations et contrôles des exigences environnementales. Il peut éventuellement adapter ou proposer de nouvelles actions en faveur de l'environnement

## *XII.6.2 Le suivi environnemental en phase d'exploitation de l'ouvrage*

De multiples raisons peuvent amener le maître de l'ouvrage à suivre l'environnement de l'aménagement en phase d'exploitation :

- Maîtrise de niveau sonore ;
- Délivrance du débit réservé ;
- Respect d'autres exigences réglementaires ;
- Utilisation d'huile biodégradable ;

## XII.7 Analyse d'émission de gaz à effet de serre

La réduction de GES se calcule par la formule suivante :

$$\Delta_{GES} = (e_{réf} - e_{prop}) E_{prop} (1 - \lambda_{prop}) (1 - e_{cr})$$

Dans laquelle :

- $e_{réf}$  est le facteur d'émission de GES pour le cas de référence ;
- $e_{prop}$  est le facteur d'émission de GES pour le cas proposé ;
- $\lambda_{prop}$  la fraction d'électricité perdue en transport et en distribution dans le cas proposé ;
- $e_{cr}$  les frais de transaction pour les crédits de GES.

Dans cette étude notre source d'énergie de référence est l'énergie thermique du groupe électrogène utilisé en Chine et  $e_{cr}$  est égale zéro.

.Le coût des réductions des émissions de GES dépend de pays de référence.

En utilisant le logiciel RETScreen et son base de données on a les résultats suivants :

Tableau N°15 : Analyse des émissions de GES

Analyse des émissions				
Réseau électrique de référence (Niveau de référence)		Facteur d'émissions GES	Pertes t-d	Facteur d'émissions GES
Pays - région	Type de	tCO2/MWh	%	tCO2/MWh
China	Tous les types	0,766	8,0%	0,833
Électricité exportée au réseau	MWh	410	Pertes t-d	8,0%
<b>Émissions de GES</b>				
Cas de référence	tCO2	341,3		
Cas proposé	tCO2	27,3		
Réduction annuelle brute d'émissions de GES	tCO2	314,0		
Frais de transaction pour les crédits de GES	%	0,0%		
Réduction annuelle nette d'émissions de GES	tCO2	314,0	est équivalente à	57,5 Automobiles et camions légers non utilisés
<b>Revenu pour réduction de GES</b>				
Crédit pour réduction de GES	\$/tCO2	62,97		
Durée du crédit pour réduction de GES	an	25		
Taux d'indexation du crédit pour réduction de GES	%	0,0%		

## Chapitre XIII : Evaluation financière du projet

### XIII.1 Objectif

Notre étude financière a pour principal objectif de vérifier si le projet d'aménagement de la microcentrale hydroélectrique est rentable pour couvrir la demande en énergie électrique du village de Soatanàna. Ainsi il faut estimer d'une manière précise le coût des investissements.

### XIII.2 Coût des investissements en équipements de centrale hydroélectrique

Afin d'avoir une idée sur le coût exacte des investissements engendrés par la mise en œuvre de ce projet, nous allons établir les devis de ses différentes composantes. Les intérêts intercalaires durant le temps de construction des ouvrages sont évalués avec un taux d'actualisation de 10 %. Les prix ont été établis d'une part, par analyse des coûts constatés sur des chantiers hydroélectriques, et d'autre part par analyse des offres ou marchés des différents travaux effectués à Madagascar.

Le tableau ci-après récapitule de façon synthétique le coût des investissements en équipements de notre projet.

Tableau N°16 Investissements en équipements

Désignation	MONTANT EN Ar
prise d'eau	8 401 000
canal d'amenée	17 351 400
chambre de mise en charge	752 200
conduite forcée	32 194 000
usine et restitution	15 000 000
ouvrage électromécanique	54 500 000
transport	1 800 000
lignes d'évacuation d'énergie	100 000 000
protection environnementale	3 000 000
divers	10 000 000
Totale	242 998 600

### ***XIII.2.1 Estimation des autres coûts d'investissement :***

Les autres coûts d'investissement sont estimés à partir du coût des principaux matériels. Leur estimation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau N° 17 Autre coûts d'investissement

Catégorie	Pourcentage de coût principal	Prix total, en Ar
Imprévus	10	24 299 860
Installations générales	3	7 289 958
Ingénierie	1 5	36 449 790
Essai de mise en route	5	12 149 930
Petite centrale solaire (équipement de secours)		57 000 000
Mains d'œuvre		13 082 000
Total		150 271 538

### ***XIII.2.2 L'investissement total du projet***

Le volume total des investissements  $I_T$  est la somme des deux investissements qu'on vient de calculer précédemment. Il est égal à 393 270 138Ar

### ***XIII.2.3 Calcul du flux net de trésorerie (FNT) ou cash flow***

Les FNT ou Cash – flow sont les bénéfices nets d'un projet pendant sa durée de vie. On a estimé une durée de vie de 25 ans pour la petite centrale hydroélectrique.

#### **Calcul du gain en énergie équivalent en électricité en une journée**

$E_{CJ} = P_i \times h_{mj} \times Cab$  avec :  $-E_{CJ}$  : gain en énergie équivalent en électricité en une journée

-  $P_i$  : Puissance installée

-  $h_{mj}$  : heurs de marche pendant une journée

- Cab : Coefficient d'abattement

Or l'appareil des consommateurs ne fonctionne pas simultanément, c'est à dire pendant toute la journée l'énergie consommée est variable. On suppose que pendant 24 h de marche, l'énergie consommée a un abattement de 10%, c'est-à-dire  $C_{ab}$  est égale à 0,9.

Application numérique :

$$P_i = 50 \text{ KW} ;$$

$$h_{mj} = 24\text{h}$$

On a donc le gain en énergie sur 24h  $E_{CJ} = 1080 \text{ KWh}$ .

### **Coût d'électricité.**

Actuellement, le prix du kWh de l'énergie électrique s'élève à 360 Ar, ce coût tarifaire est bien adapté au bénéficié, car d'après le paragraphe II.6.5, en moyenne les bénéficiés consommeront 23KWh par mois, qui coûte 8 280 Ar. Or leur revenu par mois est 250 100 Ar/foyer. Alors ils auront le moyen de payer leur facture.

### **Coût d'électricité économisé par jours**

Avec ce coût tarifaire et le gain en énergie par jours on gagnera 388 800 Ar par jours, soit un bénéfice annuel de 139 968 000 Ar.

Pour cette étude, on adoptera un amortissement linéaire et une valeur du taux d'imposition sur les bénéfices de 30 %.

Nous aurons alors comme amortissement  $A_m$  :

$$A_m = \frac{I_T}{25} = \frac{393\,270\,138}{25} = 15\,730\,806 \text{ Ar}$$

On peut alors établir l'échéancier suivant :

- Durée de vie : 25 ans
- Valeur de revente à la 25<sup>ème</sup> année : nulle
- Bénéfice : 139 968 000 Ar/ an
- Charges : 139 968 000 x 20% = 27 993 600 Ar (bénéfice x 20%)
- L'amortissement linéaire : 15 730 806 Ar;
- Impôt sur les bénéfices (IBS): 30 %

Les FNT seront évalués dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°18 : Calcul des FNT

année	1	2	....	24	25
(1) : Recette	139 968 000	139 968 000	139 968 000	139 968 000	139 968 000
(2) : Charge=(1)×0,2	27 993 600	27 993 600	27 993 600	27 993 600	27 993 600
(3) : Dotation aux Amortissement= $I_T/25$	15 730 806	15 730 806	15 730 806	15 730 806	15 730 806
(4) : Résultat d'exploitation avant amortissement=(1)-(2)	111 974 400	111 974 400	111 974 400	111 974 400	111 974 400
(5) : Résultat d'exploitation après amortissement=(4)-(3)	96243594	96243594	96243594	96243594	96243594
(6) IBS =(5)× 0,3	28873078	28873078	28873078	28873078	28873078
(7) :FNT=(1)-[(2)+ (6)]	83101322	83101322	83101322	83101322	83101322

### ***XIII.2.4 Calcul de la valeur actuelle nette (VAN) et le taux de rentabilité interne (TRI).***

La VAN ou Discounted Cash-flow est définie comme la somme des revenus annuels actualisés, calculés pendant toute la durée de vie de l'investissement sur le montant du capital investi (CA). Comme les valeurs des FNT sont constantes pendant la période de fonctionnement de la centrale, pour l'établissement de la VAN, on pourra adopter une progression géométrique.

$VAN = \sum_{i=1}^{25} FNT X^i - I_T$  dans laquelle X est le coefficient d'actualisation.

Le Taux de Rentabilité Interne (TRI) est la valeur du taux d'actualisation pour laquelle le bénéfice actualisé est nul.

Supposons que le prix du kWh d'électricité de la JIRAMA subit un accroissement de 2% chaque année.

Alors on peut définir X comme suit:

$X = \frac{1+0,02}{1+t}$  dans laquelle t est le taux d'actualisation

Donc le calcul de TRI revient à déterminer t tel que  $\sum_{i=1}^{25} BNI \times X^i - I_T = 0$

Calcul de  $\sum_{i=1}^{25} FNT \times X^i - I_T$  avec un taux d'actualisation égal à 25%

$$X = \frac{1+0,02}{1+0,25} = 0,82$$

$$83101322 \times \frac{1-0,82^{25}}{1-0,82} - 393\,270\,138 = 65\,170\,307$$

Calcul de  $\sum_{i=1}^{25} FNT \times X^i - I_T$  avec un taux d'actualisation égal à 30 %

$$\text{On a } X = \frac{1+0,02}{1+0,30} = 0,78$$

$$83101322 \times \frac{1-0,78^{25}}{1-0,78} - 393\,270\,138 = -16\,294\,649$$

Donc  $\sum_{i=1}^{25} FNT \times X^i - I_T$  s'annule pour un taux d'actualisation compris entre 25 % et 30 %

#### Détermination du TRI

Par interpolation, on obtient :

$$\text{TRI} = \frac{65\,170\,307 \times 25 + 16\,294\,649 \times 30}{65\,170\,307 + 16\,294\,649} = 26 \%$$

$$\text{TRI} = 26\%$$

### XIII .2.5 Calcul de VAN et la Durée de Récupération de capitaux (DRC)

Dans ce projet, on prend le taux d'actualisation de 10%.

*Calcul de VAN cumulé*

Rappel :

$$VAN = \sum_{i=1}^{25} FNT X^i - I_T ;$$

$$X = \frac{1+0,02}{1+t}.$$

Tableau N°19 : progression de VAN suivant l'année d'exploitation

Année	VAN
1	-316212548
2	-244759147
3	-178502357
4	-117064242
5	-60094354,4
6	-7267730,99
7	41716956,2
⋮	
25	193089799

$$DRC = \frac{PVAN_{min} \times AP_{max} - NVAN_{min} \times AN_{max}}{PVAN_{min} - NVAN_{max}}$$

Avec:

- PVANmin: VAN Positive minimale ;
- NVANmax: VAN Négatif maximal ;
- APmin : Année correspond au VAN Positive minimale ;
- ANmax : Année correspond au VAN Négatif maximal.

*Application numérique*

$$DRC = \frac{41716956,2 \times 7 + 7267730,99 \times 6}{41716956,2 + 7267730,99} = 6,85 \text{ ans}$$

La durée de récupérations des capitaux de ce projet est 6 ans et 10 mois.

Ainsi ce projet est rentable.

## CONCLUSION

L'aménagement de ruisseau d'Andoharimalaza contribuera à la résolution du problème en énergie de village de Soatanàna. Au niveau socio-économique de village destinataire, l'aménagement apportera d'avantage un éclairage des 760 foyers, l'amélioration de résultats scolaires des enfants, l'augmentation des revenus des ménages (décortiqueuses, menuiseries, artisanats) et de la santé. La réhabilitation du barrage par la réalisation de ce projet améliore aussi le rendement de l'agriculture de paysans locaux.

Du point de vue politique générale de l'Etat, ce projet répond le défis N°12 « Augmenter l'accès en électricité des milieux urbain et rural ; Promouvoir les énergies renouvelables, et particulièrement hydraulique mais aussi solaire et éolienne afin de réduire de manière durable le coût de l'énergie et de la dépendance aux produits pétroliers ». Au niveau mondial ce projet répond aussi à l'objectif de la conférence COP21(ou conférence sur le climat de Paris) du 30 novembre jusqu'au 11 décembre 2015 au Bourget France, « aider les pays en voie de développement dans leur lutte contre le changement climatique ». C'est pourquoi l'Etat a intérêt à financer ce projet de même aussi l'ONU par le « fond vert pour le climat », dont leur coût d'investissement total est 393 270 138 Ar.

L'abaissement des débits de cours d'eau causé par la dégradation forestière est un grand menace sur la durée de vie de centrale hydroélectrique, alors pour retenir les débits pendant la durée de vie de ce projet on doit protéger leur bassin versant contre le feu de brousse et améliorer leur capacité d'alimentation en eau pendant la période sèche par le reboisement.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ROLLEY R., 1977

Techniques de barrages en aménagement rural - Collection Ministère de l'Agriculture - FRANCE

DUNGLAS M., 1980

Cours d'ouvrages d'art - chapitre 3 : Les Barrages - Ecole Nationale des Ingénieurs des Travaux Ruraux et des Techniques Sanitaires - Strasbourg – France

LEONCE R., 1980

Cours d'irrigation - Ecole Nationale des Ingénieurs des Travaux Ruraux et des Techniques Sanitaires - Strasbourg - FRANCE.

Pierre Chaperon ; Joël Danloux ; Luc Ferry. Fleuve et rivière de Madagascar.

M.DOUCHEZ ; étude des transferts en mécanique des fluides monophasique.

Fondation énergie pour le monde. De l'électricité verte pour un million de ruraux à Madagascar.

J.P. LABORDE. Elément d'hydrologie de surface 2000

Petit central hydroélectrique : Guide technique pour la réalisation de projet ESHA 2005

Prof. Dr. Robert Boes. Dessableur dans les ouvrages hydroélectriques – état de la technique ETH Zürich 2013

UPDR. Monographie de la région du Haute Matsiatra 2003

ANDRIANARIVELO Mika Harinelina. Etude d'aménagement hydroélectrique de Talavina, mémoire de fin d'étude d'ingénieur en hydraulique, ESPA, 2005

Analyse de projets d'énergie propre. Manuel d'ingénierie et étude de cas Restscreen

## ANNEXES

### ANNEXE I : données économiques de la commune de Soatanàna

#### *Agriculture*

Soatanàna possède 850 hectares de tanety et de 320 hectares de rizières irriguées cultivables, dont les taux de ménages qui pratiquent la culture sont les suivants : maïs 25 à 50%, manioc 50 à 75%, rente1 5 à 7%, rente2 10 à 25% et riz irrigué 75 à 100% .Le nombre de population exploitants agricoles sont 2100. L'irrégularité de la situation foncière des terrains agricoles et le non mécanisation des travaux agricoles représentent un sérieux handicap aux agriculteurs. Comme partout à Madagascar, rares sont les paysans qui possèdent un titre foncier de leur terrain de culture et des matériels agricoles mécaniques (INSTAT JAS 2010).

#### Production agricole et recette annuelle de la commune rurale de Soatanàna (prix en Ariary)

culture	Tonnes/an	Prix/tonne	Recette annuelle/an
riz	1050	1 120 000	1 176 000 000
manioc	100	200 000	20 000 000
Patates douces	120	300 000	36 000 000
Pomme de terre	12	800 000	9 600 000
Taro	3	500 000	1 500 000
maïs	30	700 000	21 000 000
Haricot	240	245 000	588 000 000
Arachide	15	1 750 000	26 250 000
« Voanjo bory »	3,5	1 050 000	3 675 000
« Voanemba »	2	1 050 000	2 100 000
soja	1,5	1600 000	2 400 000
Café	8	5600000	44 800 000

#### Calcul de revenu agricole annuel

$$RANC = \frac{0,87R_{riz} + 0,63R_{manioc} + 0,38R_{maïs} + 0,07R_{rente1} + 0,17R_{rente2}}{0,87 + 0,63 + 0,38 + 0,07 + 0,17} = 547\,370\,400 \text{ Ariary}$$

Dans laquelle :

RANC est la Recette Annuelle de l'agriculture de la Commune rurale de Soatanàna.

Riz, Rmanioc, Rmaïs, Rrente1, Rrente2, sont respectivement le Recette annuelle de riz, Recette annuelle de manioc,...

Rente 1 est l'ensemble des cultures des patates douces, pommes de terre et Taro.

Rente 2 est l'ensemble des cultures de Haricot, Arachide, Voandzou et soja.

## Artisanat

### Production artisanale de la commune rurale de Soatanàna (prix en Ariary)

Nombre de drap/jours	Recette/drap	Recette annuelle/an
1600	8000	3 328 000 000

Source : PROSPERER Soatanàna

Or l'habitant de village de Soatanàna représente le 47% de population de la commune rurale ladite, dont leur principale activité économique est les broderies et l'agriculture. Le taux de ménage qui pratique les broderies sont comme suit : village de Soatanàna 95%, autres villages 15%.

On a donc :

### Répartition de recette annuelle de broderie de la commune rurale de Soatanàna

village	Soatanàna	Les autres
Recette annuelle	2 838 784 000	489 216 000

Et  $RANV = 0,47 \times RAN = 257\,264\,100$  Ariary.

Avec RANV est La Recette Annuelle agricole de Village de Soatanàna

Ainsi le revenu annuel de ce village est égal à 3 001 170 Ariary/an /foyer ou 250 100 Ariary/mois/foyer

## ANNEXE II : données hydrologique

Tableau de données pluviométriques

Année	Pluviométrie moyenne	Pluviométrie maximal journalière
2013	1129,5	109
2012	130	10,4
2011	1232,3	120,1
2010	1191,8	117,3
2009	1234,2	119,6
2008	1233,7	112,1
2007	1621	137,7
2006	1077,1	110,2
2005	1134,2	102,4
2004	1527	141,2
2003	1240,6	121
2002	1141,9	114,8
2001	1280,2	122
2000	1426,8	110,8
1999	1235,1	113,5
1998	1451,3	130,7
1997	1367,6	123,4
1996	1232,2	112,1
1995	1036,7	98,9
1994	1860,4	149,3
1993	708	75,1

1992	1213,1	113
1991	1154,2	112,2
1990	1299,5	122
1989	1389, 2	114
Moyenne	1221,904	112,512
Ecart-types	306,86	25,67

Calcul de pluviométrie moyenne annuelle

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^{25} P_i}{25}$$

Avec  $P_m$  : Pluviométrie moyenne annuelle

$P_i$  : Pluviométrie annuelle

De même pour la pluviométrie moyenne journalière

Calcul de l'écart-type

L'écart-type se calcule par la formule suivante

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{25} (P_i - P_m)^2}{24}}$$

## Annexe III : Ouvrage de génie civil

### Annexe III.1 : Ouvrage d'aménagé

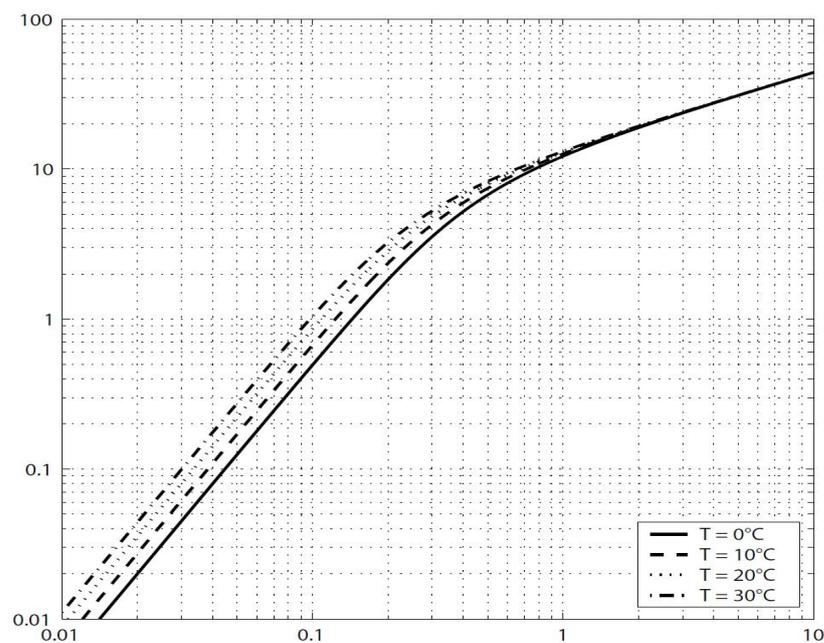
Paramètre hydraulique pour des sections transversales de canal conventionnelles

Type de canal	n de Manning
bronze	0,011
Acier, lisse	0,012
Acier, pinte	0,014
Fonte	0,013
Béton, bien fini	0,012
Béton, brute	0,014
Boit raboté	0,012
Brique	0,014
Maçonnerie	0,015
Asphalte	0,016
Métal oxydé	0,022
Maçonnerie en moellons brutes	0,025

### Annexe III.2 : Bassin de mise en charge

Courbe de relation de diamètre de grain et la vitesse de sédimentation sous l'influence de température.

Vitesse de dépôt  $w_0$  [cm/s]



Diamètre du grain  $d$  [mm]

### Annexe III.3 Barrage

Calcul du poids de barrage

$$P_T = P_1 + P_2$$

Dans laquelle  $P_T$  : poids total du barrage

$P_1$  : Poids de maçonnerie des moellons dans l'ouvrage

$P_2$  : Poids de béton armé dans l'ouvrage

$$\text{Avec :- } P_1 = \rho_m \times g \times h'_b \left( \frac{a' + b'}{2} \right)$$

Dont  $\rho_m = 2300 \text{ kg/m}^3$  c'est la masse volumique de maçonnerie des moellons,  $h'_b$  la hauteur du barrage avant la réhabilitation,  $a'$  et  $b'$  sont respectivement largeur de crête et largeur de barrage avant la réhabilitation.

$$-P_2 = \rho_b \times g \times V_b$$

Dont  $\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3$  est la masse volumique du béton armé et  $V_b$  le volume du béton armé dans l'ouvrage

Résultats :  $P_1 = 12622,4 \text{ N}$ ,  $P_2 = 7889 \text{ N}$  et  $P_T = 20511,4 \text{ N}$

### Annexe III.4 Dimensionnement de conduite forcé

Calcul de perte de charge.

a) Régime d'écoulement dans la conduite.

Le régime d'écoulement se définit à partir du nombre sans dimension appelé nombre de Reynolds donné par l'expression suivante  $R_e = \frac{v \cdot D}{\vartheta}$

-  $v$  : vitesse moyenne d'écoulement à travers de la conduite.

-  $\vartheta$  : viscosité cinématique du fluide ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

On dit l'écoulement est laminaire si  $R_e < 2000$

On dit l'écoulement est turbulent si  $R_e > 2000$

Turbulent lisse si  $2000 < R_e < 100000$

Turbulent rugueux si  $R_e > 100000$

Pour cette étude la viscosité cinématique d'eau est  $1,61 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ,  $v = 2,1 \text{ m/s}$  et  $D = 0,22 \text{ m}$ , alors  $R_e = 288750$ . Donc l'écoulement est turbulent rugueux

b) Perte de charge linéaire

$$J_L = \lambda \frac{v^2}{2g} \left( \frac{L}{D} \right)$$

Dans laquelle :  $J_L$  perte de charge linéaire.

$\lambda$  coefficient de perte de charge linéaire.

La valeur de  $\lambda$  est déterminée par le diagramme de Moody. Comme l'écoulement est turbulent rugueux,  $\lambda$  dépend seulement de valeur de  $\frac{k}{D}$ . Avec  $k$  = coefficient de rugosité de la conduite en m ;  $D$  = diamètre interne de la conduite en mm

Pour le polyéthylène  $k= 0,003$ , alors  $\lambda= 0,008$

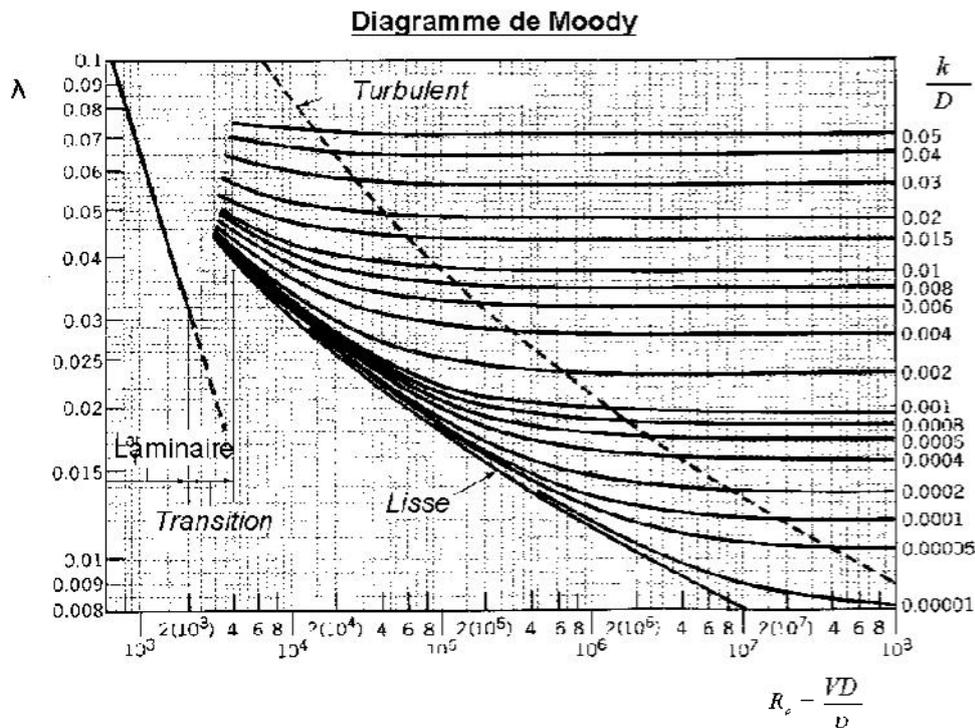
D'où  $J_L= -1,65$  m

b)Perte de charge axillaire

Perte de charge par les deux vannes =- 0,65 m

Perte de charge due aux quatre coudes est estimé =-0,7 m

Ainsi la perte de charge totale  $H_f=- 3$  m



d) Calcul dépression hydrostatique

En appliquant le théorème de Bernoulli entre la surface libre de chambre de mise en charge et dans la conduite à l'axe de turbine on a

$$P' = g \cdot \rho \left( H + H_f - \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right)$$

Dans laquelle :  $V_1$  vitesse moyenne d'écoulement dans la chambre de mise en charge

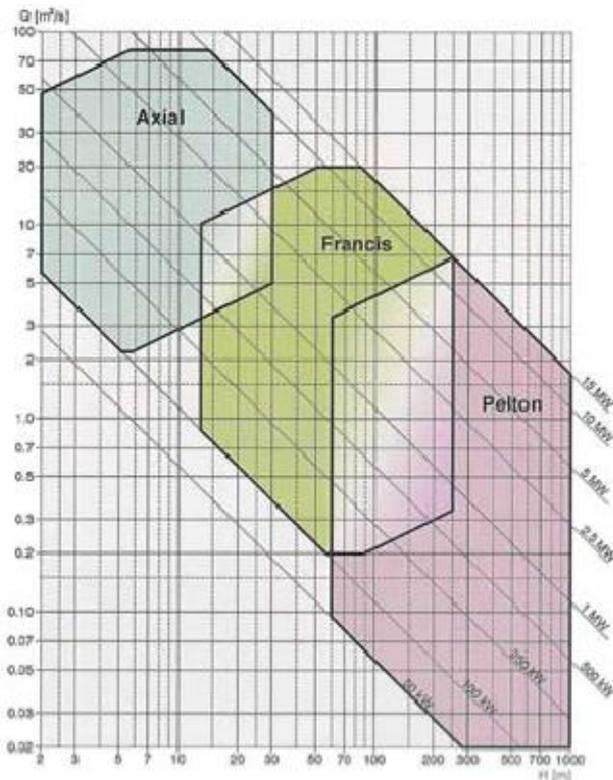
$V_2$  vitesse moyenne dans la conduite

H hauteur de la chute brute

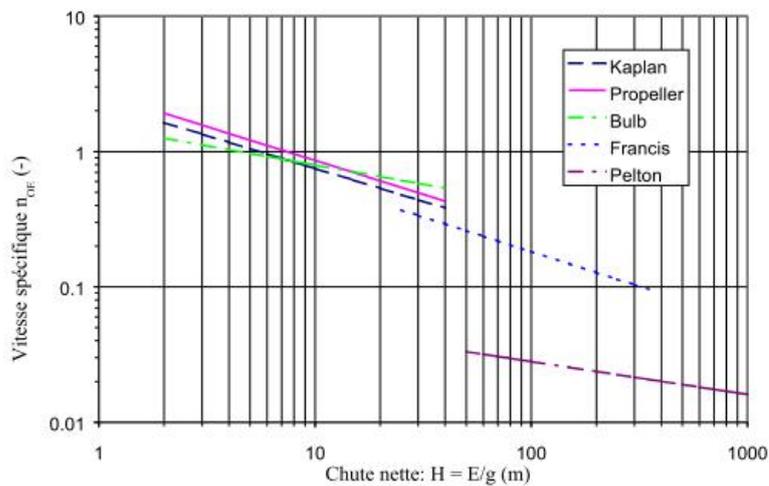
$$P' = 782936,1 \text{ N/m}^2 = 0,78 \text{ N/mm}^2$$

## Annexe IV : Turbine

Diagramme de domaine d'utilisation des différents types de turbines



Courbe de relation entre vitesse spécifique et la chute nette



Echelle de vitesse spécifique de la turbine Pelton

Pelton un injecteur  $0,005 \leq n_{QE} \leq 0,025$

Pelton  $N_{inj}$  injecteurs  $0,005 \cdot N_{inj}^{0,5} \leq n_{QE} \leq 0,025 \cdot N_{inj}^{0,5}$

Détermination de nombre des injecteurs

Comme  $n_{QE} = 0,033 > 0,025$  alors  $N_{inj} \geq 2$ , on prend  $N_{inj} = 2$  car  $0,007 \leq n_{QE} \leq 0,035$

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION .....	1
Partie I : GENERALITES ET PRESENTATION DES ZONES D'ETUDES.....	3
Chapitre I : GENERALITES SUR LE CENTRAL HYDROELECTRIQUE.....	4
I.1 Définition .....	4
I.2 Les différents éléments d'une centrale hydroélectrique .....	4
I.3 Les Grandeurs caractéristiques de centrale hydroélectrique .....	5
Chapitre II : MONOGRAPHIE DE LA COMMUN DE SOATANANA .....	6
II.1 Localisation géographique .....	6
II.2 Route d'accès au village.....	8
II.3 Milieu physique .....	10
II.4 Milieu humain .....	11
II.6 Services sociaux.....	11
Chapitre III IDENTIFICATIONS DU SITE .....	13
III.1 Localisation géographique.....	13
La ressource qu'on va exploiter est le ruisseau qui se situe à l'Est du village d'Andoharimalaza. .....	13
III.2 Accès au site.....	13
Partie II: ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN D'ANDOHARIMALAZA .....	14
Chapitre IV : CARACTERISTIQUES DU BASSIN.....	15
IV.1 La surface et le périmètre du bassin versant.....	15
IV.2 Forme du bassin versant.....	16
IV.3 Le Rectangle équivalent .....	17
IV.4 Pente du bassin versant .....	17
IV.5 Courbe hypsométrique.....	17
IV.6 Les différents paramètres représentatifs de la variation d'altitude .....	18
IV.7 Pente moyenne du bassin versant .....	19
IV.8 Indice de pente .....	20
IV.9 Le temps de concentration.....	21
IV.10 Couverture végétale.....	21
Chapitre V : ESTIMATION DES DEBITS.....	23
V.1 Généralités.....	23

V.2	Mesure de débit du ruisseau .....	23
V.3	Analyse des données pluviométriques.....	29
V.4	Estimation de débits moyens annuels et mensuels .....	31
VI.5	Estimation des apports garantis du ruisseau Andoharimalaza.....	33
V.6	Estimation de débits de crue .....	35
V.7	Estimation de débit caractéristique d'étiage.....	36
V.8	Etudes des débits classés.....	36
V.9	Débits disponibles pour la centrale hydroélectrique. ....	37
Chapitre VI : Productibilité annuelle disponible .....		38
Partie III : ETUDE TECHNIQUE DE L'INSTALLATION DE LA CENTRALE HYDROELECTRIQUE.....		39
Chapitre VII : ouvrage de génie civil. ....		40
VII.1	schéma de l'aménagement.....	40
VII.2	Topographie.....	40
VII.3	Barrage .....	41
VII.4	Prise d'eau .....	45
VII.5	Ouvrage d'améné.....	46
VII.6	Chambre de mise en charge .....	47
VII.7	Dimensionnement de la conduite forcée .....	50
VII.8	Bâtiment d'usine .....	51
VII.9	La restitution.....	53
Chapitre VIII: Equipement électromécanique et hydromécanique .....		54
VIII.1	Prise d'eau .....	54
VIII.2	Conduite forcée.....	54
VIII.3	Turbine .....	55
VIII.4	Alternateur.....	61
VIII.5	Système de contrôle-commande. ....	63
VIII.6	Equipements auxiliaires.....	65
VIII.7	Transformateur .....	66
VIII.8	Vanne de garde amont .....	66
Chapitre IX : Transmission et Distribution.....		67
Chapitre X : Production électrique simulée.....		68
Partie IV : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET ANALYSE FINANCIERE .....		69
Chapitre XII : Etude d'impact environnemental .....		70
XII .1	Généralités.....	70
XII.2	La mise en contexte du projet.....	70
XII.3	Evaluation des impactes .....	71

XII.4 Etude comparative des impacts .....	75
XII.5 Mesures d'atténuations.....	75
XII.6 Plan de gestion environnemental .....	76
XII.7 Analyse d'émission de gaz à effet de serre.....	77
Tableau N°17 : Analyse des émissions de GES.....	78
Chapitre XIII : Evaluation financière du projet.....	79
XIII.1 Objectif .....	79
XIII.2 Coût des investissements en équipements de centrale hydroélectrique .....	79
CONCLUSION .....	85

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES WEBOGRAPHIQUE

ANNEXES

Auteur : ANDRIIANTEHERANA Tsivalononja Randrianarivony

Adresse : II M 66 Bis I Ambatomitsangana Androhibe

Téléphone : 034 99 186 83

E-mail : ivondriaka@gmail.com

Titre du mémoire : « Etude de projet d'aménagement du centrale hydroélectrique d'Andoharimalaza pour électrifier le village de Soatanàna »

Nombre de pages : 85

Nombre de cartes : 5

Nombre de photos : 4

Nombre de figures : 17

Nombre de tableaux : 19

### Résumé

Ce travail consiste à dimensionner une microcentrale hydroélectrique en exploitant la ressource d'Andoharimalaza afin de résoudre le problème en énergie de Soatanàna.

Ce site possède une hauteur de chute de 83 m et un débit exploitable de  $0,08 \text{ m}^3/\text{s}$  (80 l/s).

D'après notre étude, ce ruisseau est favorable pour l'installation de cette centrale.

La centrale proposée a été dimensionnée de façon à produire une puissance de 50 kW. La longueur de ligne d'évacuation est de 5 km.

Le coût de réalisation de ce projet est estimé à 393 270 138 Ar avec un taux de rentabilité de 26%.

Mots-clés : Andoharimalaza, Soatanàna, hydroélectrique, énergie renouvelable.

### Abstract

This work is to design a micro hydropower plant by exploiting the resource Andoharimalaza to solve the problem of energy Soatanàna. This site has a drop height of 83 m and a sustained yield of  $0.08 \text{ m}^3 / \text{s}$  (80 l / s). In our study, this stream is favorable for the installation of the plant. The proposed plant was sized to produce a power of 50 kW. The vent line length is 5 km. The cost of this project is estimated at 393 270 138Ar with a rate of return of 26%.

Keywords: Andoharimalaza, Soatanàna, hydroelectric, renewable energy