



SOMMAIRE

DEDICACES

REMERCIEMENTS

DECLARATION SUR L'HONNEUR

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES ILLUSTRATIONS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES CARTES

LISTE DES PHOTOS

LISTE DES ABBREVIATIONS ET DES NOTATIONS

LISTE DES ABBREVIATIONS

LISTE DES NOTATIONS

LISTE DES UNITES

LISTE DES ANNEXES

AVANT-PROPOS

INTRODUCTION GENERALE

Première partie :

Chapitre I. APERCU GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre II. MONOGRAPHIE DE LA ZONE D'ETUDE

Deuxième partie :

Chapitre III. ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre IV. EVALUATION DE LA DEMANDE EN ELECTRICITE

Troisième partie :

Chapitre V. ETUDE CARTOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

Chapitre VI. ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE L'AMENAGEMENT

Chapitre VII. ETUDE CLIMATOLOGIQUE

Chapitre VIII. ETUDE HYDROLOGIQUE

Chapitre IX. ETUDE DES STRUCTURES HYDRAULIQUES ET DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL

Quatrième partie :

Chapitre X. ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Chapitre XI. ETUDE ECONOMIQUE



SOMMAIRE



DISCUSSIONS

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE ET WEBOGRAPHIQUE

ANNEXES

TABLE DES MATIERES



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Découpage administratif de la Commune Rurale de Saranambana..... 8

Tableau 2. Accessibilité au site d’Antohaka 9

Tableau 3. Superficie par type de sol 14

Tableau 4. Superficies des différents types de formations végétales dans le District de Feniarivo-Atsinanana..... 14

Tableau 5. Répartition par fokontany de la population dans la Commune Rurale de Saranambana..... 15

Tableau 6. Liste des fokontany à électrifier 16

Tableau 7. Evolution démographique de la Commune Rurale de Saranambana 17

Tableau 8. Taille moyenne des ménages 18

Tableau 9. Infrastructures existantes dans la Commune Rurale de Saranambana 22

Tableau 10. Répartition de la production 26

Tableau 11. Evolution des effectifs de chaque cheptel 28

Tableau 12. Classification des ménages selon leur revenu mensuel 31

Tableau 13. Segmentation de la population et des ménages selon leur catégorie 31

Tableau 14. Capacité des ménages à payer l’électricité 32

Tableau 15. Segmentation des services publics..... 33

Tableau 16. Récapitulation des consommateurs cibles et leurs effectifs..... 34

Tableau 17. Consommation spécifique des ménages 35

Tableau 18. Consommation spécifique des établissements de commerces 36

Tableau 19. Consommation spécifique des services publics..... 36

Tableau 20. Consommation spécifique des clients FMBT 38

Tableau 21. Evolution du nombre de ménages cibles 40

Tableau 22. Evolution annuelle de la consommation spécifique d’un ménage..... 41

Tableau 23. Evolution du nombre de commerces 41

Tableau 24. Evolution annuelle de la consommation spécifique des commerces..... 42

Tableau 25. Evolution du nombre de services publics 42

Tableau 26. Evolution annuelle de la consommation spécifique des services publics..... 43

Tableau 27. Prévision de l’évolution du nombre des FMBT 44

Tableau 28. Evolution annuelle de la consommation spécifique des FMBT 44

Tableau 29. Evolution annuelle de l’énergie consommée 45



LISTE DES TABLEAUX



Tableau 30. Evolution de la pointe diurne.....	48
Tableau 31. Evolution de la pointe nocturne.....	49
Tableau 32. Valeurs normales des températures à Mananara Avaratra de 1951 à 1980.....	57
Tableau 33. Caractéristiques des stations pluviométriques utilisées.....	62
Tableau 34. Ajustement des pluies moyennes mensuelles selon la loi de GAUSS.....	66
Tableau 35. Test de validité de la loi de GAUSS.....	68
Tableau 36. Valeurs de la variable réduite pour la loi normale.....	69
Tableau 37. Répartition mensuelle des pluviométries de différentes fréquences.....	69
Tableau 38. Paramètres d'ajustement de Gumbel.....	71
Tableau 39. Valeurs des paramètres d'ajustement de Gumbel.....	72
Tableau 40. Valeurs de la variable réduite dans l'ajustement de Gumbel.....	73
Tableau 41. Pluies maximales journalières de différentes fréquences.....	73
Tableau 42. Test de validité de la loi de Gumbel.....	75
Tableau 43. Répartition des surfaces du bassin versant en fonction de l'altitude.....	78
Tableau 44. Variation des altitudes du bassin versant.....	79
Tableau 45. Caractéristiques du bassin versant de Sahambano.....	81
Tableau 46. Différentes valeurs du temps de concentration.....	82
Tableau 47. Valeurs du coefficient de correction lambda.....	88
Tableau 48. Valeurs de l'évapotranspiration potentielle.....	88
Tableau 49. Apport de débit selon la méthode de CTGREF.....	89
Tableau 50. Débit spécifique de fréquence F.....	90
Tableau 51. Apport de débit selon la méthode de station de référence.....	90
Tableau 52. Valeurs du coefficient de ruissellement.....	91
Tableau 53. Méthode de synthèse pour le calcul des apports.....	91
Tableau 54. Valeurs du coefficient de répartition mensuelle.....	92
Tableau 55. Répartition mensuelle des apports.....	92
Tableau 56. Données limnimétriques du site pendant les mois de janvier jusqu'au mois de juin.....	94
Tableau 57. Crues de diverses fréquences.....	99
Tableau 58. Relation débit-hauteur.....	101
Tableau 59. Transformation des hauteurs limnimétriques en débits.....	102
Tableau 60. Débits moyens journaliers.....	106
Tableau 61. Débits moyens annuels.....	108
Tableau 62. Débits moyens mensuels.....	109



LISTE DES TABLEAUX



Tableau 63. Débits caractéristiques du bassin versant	110
Tableau 64. Puissance garantie mensuelle	111
Tableau 65. Valeurs des paramètres dans la formule du débit d'équipement	112
Tableau 66. Caractéristiques du barrage.....	117
Tableau 67. Caractéristiques de la prise d'eau	120
Tableau 68. Valeurs des vitesses d'ensablement et d'affouillement des canaux	122
Tableau 69. Caractéristiques de l'avant-canal et du canal.....	123
Tableau 70. Caractéristiques du déssableur.....	125
Tableau 71. Caractéristiques des canaux coursiers	127
Tableau 72. Caractéristiques de la chambre de mise en charge	130
Tableau 73. Caractéristiques de la conduite forcée	133
Tableau 74. Caractéristiques techniques du site	148
Tableau 75. Ouvrages et infrastructures prévus pour l'aménagement	149
Tableau 76. Matrice d'impact pendant la phase de préparation	152
Tableau 77. Matrice d'impact pendant la phase de construction.....	153
Tableau 78. Matrice d'impact pendant la phase d'exploitation.....	155
Tableau 79. Critères d'évaluation des impacts	162
Tableau 80. Evaluation proprement dite des impacts.....	163
Tableau 81. Mesures d'atténuation des impacts	167
Tableau 82. Plan de gestion de risque d'accident.....	172
Tableau 83. Plan de gestion et de suivi environnemental.....	178
Tableau 84. Valeurs du coefficient de déboursés K	180
Tableau 85. Sous détails de prix du béton dosé à 400kg/m ³	181
Tableau 86. Sous-détails de prix de l'acier ordinaire HA	182



LISTE DES ILLUSTRATIONS

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Types de combustibles utilisés.....	24
Figure 2. Sources d'éclairages utilisés	25
Figure 3. Répartition de la production.....	27
Figure 4. Evolution annuelle de l'énergie consommée	46
Figure 5. Courbes des charges journalières pour l'année 1	47
Figure 6. Allure de la courbe hypsométrique	78
Figure 7. Schéma du cycle de l'eau	85
Figure 8. Courbe de tarage avec sa courbe de tendance	101
Figure 9. Courbe des débits classés	110
Figure 10. Schéma de l'aménagement.....	114
Figure 11. Bassin de décantation.....	122
Figure 12. Schéma représentatif d'une turbine Francis.....	137

LISTE DES CARTES

Carte 1. Localisation de la zone d'étude	5
Carte 2. Communes limitrophes de la Commune Rurale de Saranambana	7
Carte 3. Situation géographique de la zone d'étude	51
Carte 4. Carte géologique de la Commune Rurale de Saranambana	53
Carte 5. Délimitation du bassin versant de Sahambano.....	83

LISTE DES PHOTOS

Photo 1. Attente du bac d'Amorondrano	9
Photo 2. Etat de la piste Vohilengo-Saranambana en saison pluvieuse.....	9
Photo 3. Caractéristique typique du relief de la Commune Rurale de Saranambana	11
Photo 4. Photo d'une habitation type dans la Commune Rurale de Saranambana	19
Photo 5. Photo d'une «Tohitra».....	19
Photo 6. Morphologie du site du barrage.....	54
Photo 7. Aperçu des stations pluviométriques par rapport au site.....	62



LISTE DES ABBREVIATIONS ET DES NOTATIONS

LISTE DES ABBREVIATIONS

ADER	: Agence de Développement de l'Electrification Rurale
APS	: Avant-Projet Sommaire
APD	: Avant-Projet Détaillé
BCEOM	: Bureau Central d'Etudes et d'équipements d'Outre-Mer
BE	: Bureau d'Etudes
CEG	: Collège d'Enseignement Général
CSB	: Centre de Sante de Base
CTGREF	: Centre Technique de Génie Rural des Eaux et Forêts
DC	: Débit Caractéristique
DCE	: Débit Caractéristique d'Etiage
DCC	: Débit Caractéristique de Crue
EPP	: Ecole Primaire Publique
ETP	: Evapotranspiration Potentielle
EFI	: Education Fondamentale de Niveau I
EFII	: Education Fondamentale de Niveau II
EIE	: Etude d'Impact Environnemental
EKAR	: Eglisy Katolika Apostolika Romana
ESPA	: Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
FJKM	: Fiangonan'i Jesoa Kristy eto Madagasikara
FLM	: Fiangonana Loterana Malagasy
FMBT	: Force Motrice Basse Tension
FTM	: Foiben'ny Taotsarin-tany eto Madagasikara
INSTAT	: Institut National de la Statistique
JIRAMA	: JIro sy RAno Malagasy
LUD	: Lumière et Usage Domestiques
MECIE	: Mise en comptabilité des investissements avec l'Environnement
OCPG	: Opération Café Poivre Girofle
ONE	: Office National pour l'Environnement
ONG	: Organisation Non Gouvernementale
PAP	: Populations Affectées par le Projet



PAR	:	Plan d'Action de Réinstallation
PME	:	Petite et Moyenne Entreprise
PMI	:	Petite et Moyenne Industrie
PO	:	Politique Opérationnelle
RN	:	Route Nationale
SAVA	:	Sambava-Antalaha-Vohemar-Andapa
SIG	:	Système d'Information Géographique
TBER	:	Tableau de Bord Environnemental Régional
TTC	:	Toute Taxe Comprise
TVA	:	Taxe des Valeurs Ajoutées

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

m	:	nombre de degrés de liberté
CR	:	coefficient de ruissellement
K	:	coefficient de rugosité dépendant de la nature des parois
K _G	:	coefficient de compacité de Gravelius
P	:	perimètre mouillé
Q	:	débit
R _H	:	rayon hydraulique
S	:	section mouillée
S _{BV}	:	surface du bassin versant

Minuscules latines

b	:	largeur d'un élément
e	:	épaisseur d'un élément
g	:	accélération de la pesanteur
H	:	hauteur d'un élément



Minuscules grecques

- α : paramètre d'ajustement
- β : angle d'inclinaison
- ν : largeur d'une classe
- μ : moment centré
- η : rendement de l'usine
- λ : facteur de correction régional
- Φ : diamètre de la conduite
- ρ : masse volumique
- σ : contrainte admissible
- δ : perte de charge totale dans le canal d'amené
- δ' : perte de charge totale dans les conduites forcées



LISTE DES UNITES

Unités	Significations
Ar	: ariary
cm	: centimètre
daN/cm ²	: déca newton par centimètre carré
daN/cm ³	: déca newton par centimètre cube
Fft	: forfaitaire
g/cm ²	: gramme par centimètre carré
g/cm ³	: gramme par centimètre cube
GW	: giga watt
GWh	: giga watt heure
h	: heure
ha	: hectare
hab	: habitant
hab/km ²	: habitant par kilomètre carré
km	: kilomètre
km ²	: kilomètre carré
kg	: kilogramme
kW	: kilowatt
kWh	: kilowatt heure
kWh/an	: kilowatt heure par an
L	: litre
L/s	: litre par seconde
L/s/km ²	: litre par seconde par kilomètre carré
m	: mètre
m/m	: mètre par mètre
m/km	: mètre par kilomètre
mm	: millimètre
m ²	: mètre carré
m ³	: mètre cube
m ³ /s	: mètre cube par seconde
ml	: mètre linéaire



LISTE DES UNITES



tr/mn	:	tours par minute
T	:	tonne
%	:	pourcent
° C	:	degré Celcius



LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1. PLANS	ii
ANNEXE 2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX.....	xxv
ANNEXE 3. NOTES DE CALCUL.....	xxviii
ANNEXE 3.1. HYDROLOGIE	xxviii
ANNEXE 3.2. OUVRAGES DE GENIE CIVIL	lxiii
ANNEXE 3.3. EQUIPEMENT HYDROMECHANIQUE	lxxv
ANNEXE 3.4. MONOGRAPHIE DE LA ZONE D'ETUDE	lxxvi
ANNEXE 4. CALENDRIER D'EXECUTION DES TRAVAUX.....	lxxviii
ANNEXE 5. ADEQUATION RESSOURCES-BESOINS	lxxix
ANNEXE 6. RESULTATS DE LA MISSION DE MESURE EFFECTUEE SUR LA RIVIERE SARANAMBANA	lxxxii



AVANT-PROPOS

1. Contexte de l'étude

Dans la perspective de développement et de promotion des réformes structurelles, l'Etat par le biais du Ministère de l'Energie promulgue la libéralisation du secteur électricité qui semble être très dérisoire dans notre pays notamment en milieu rural. En fait, l'économie malgache dans sa situation actuelle doit obligatoirement s'orienter au développement sacro saint du monde rural qui représente presque les 80% de la population vivant dans la ténèbre rustique.

C'est justement dans ce cadre que l'ADER ou Agence de Développement de l'Electrification Rurale a été fondée. C'est un organisme d'Etat crée lors de la réforme de la loi sur le secteur de l'électricité. Son rôle est d'aider à l'électrification des communes isolées et éloignées du réseau interconnecté ; il s'agit de :

- promouvoir l'émergence et le développement d'installations électriques en milieu rural, notamment au travers de l'attribution de subventions d'équipements prélevées sur le Fonds national de l'électricité ;
- assurer les conditions de viabilité technique, économique et financière des exploitants en milieu rural ;
- veiller, en coordination avec l'organisme régulateur, à la préservation des intérêts des clients finaux en milieu rural et renforcer la protection de leurs droits ;
- suivre les activités relatives à l'électrification rurale dans tous ses aspects économiques, statistiques et techniques ;
- appuyer et soutenir les initiatives de développement rural et le bon fonctionnement des services sociaux de base ruraux.

L'ADER a développé en 2006 l'électrification d'une soixantaine de localités comptabilisant 5 200 clients et 15 opérateurs locaux.

Effectivement, la Commune Rurale de Saranambana est une zone enclavée de la région Analanjirofo. La commune est dotée de ressources en eaux considérables dont l'exploitation de l'énergie hydraulique y est favorable. Mais la population rurale n'arrive pas à profiter de cet important potentiel faute de manque de moyens surtout de financement et se contente pour l'essentiel de l'utilisation de produits pétroliers comme moyen d'éclairage.



2. Objets de l'étude

L'objectif de la présente étude est d'élaborer une étude d'Avant-projet Détaillé (A.P.D) et se basant sur les résultats de l'Etude Avant-projet Sommaire (A.P.S) effectuée antérieurement. Cela en vue du lancement d'un Dossier d'Appel d'Offres (D.A.O) afin de réaliser et exploiter les installations de production et de distribution d'électricité dans la zone.

De ce fait, les objectifs spécifiques sont :

- en premier lieu d'accélérer l'électrification de ladite zone ;
- en second lieu de promouvoir les sources énergétiques alternatives viables économiquement au niveau des ménages et des industries, basées sur les sources d'énergie renouvelable, en priori l'énergie hydraulique ;
- en dernier lieu de mobiliser les capitaux privés dans le marché de l'électricité.



INTRODUCTION GENERALE

Depuis quelques années, la production d'énergie à Madagascar est devenue un problème d'actualité majeur. Face à l'augmentation du prix du baril de pétrole au niveau mondial, les centrales thermiques de la société JIRAMA, constituant presque la totalité des sources d'énergie utilisées dans le pays connaissent quelques défaillances et n'arrivent plus à satisfaire les besoins en électricité de la population qui ne cessent de s'accroître. Cela se manifeste par des délestages fréquents, des coupures, des services limités à certaines plages horaires et surtout la tarification de l'électricité qui varie de façon exponentielle, résultat de la loi de l'offre et de la demande non équilibrée.

En effet, Madagascar possède d'importantes sources d'énergie utilisant des flux d'origine naturelle (soleil, vent, eau, etc). En particulier, la zone d'étude est caractérisée par sa forte potentialité en flux d'eaux naturels exploitables. L'hydroélectricité étant la troisième source de production d'électricité mondiale et représentant environ 16,2 % de la production derrière le charbon (40 %) et le gaz (19 %) en 2011, il possède de nombreux atouts. C'est une énergie renouvelable, d'un faible coût d'exploitation et qui entraîne un faible impact sur l'environnement. A l'échelle nationale, un potentiel théorique annuel de 88 000 GWh est disponible et 32 000 GWh s'avère techniquement et économiquement exploitable selon le cours d'aménagement hydroélectrique. Malgré ces multiples opportunités, ces ressources restent sous-exploitées compte tenu du fait que 34 % seulement des centrales de production de la JIRAMA sont hydroélectriques. Les statistiques montrent aussi que seuls 24 % de la population de l'Ile ont accès à l'électricité, dont 4 % se trouvent en milieu rural. Les raisons de cette situation sont que d'une part, les carburants fossiles deviennent de plus en plus chers et que d'autre part, les technologies d'exploitation des sources d'énergie renouvelables ne sont pas à la portée des pays en voie de développement.

Tel est le contexte du sujet et c'est pour palier à ce problème que nous avons opté pour le présent thème de mémoire de fin d'études s'intitulant : *« Etude de l'Avant-projet Détaillé de l'aménagement hydroélectrique du site d'Antohaka – Ambodiharina »*. L'intervention du présent écrit débouchera sur une étude d'avant-projet détaillé en vue de la réalisation d'un projet de production d'électricité. Ce projet contribuera à augmenter la capacité de production électrique du pays, et permettra à terme de remédier aux pénuries d'électricité, de fournir une énergie fiable et d'étendre l'accès à l'électricité de la zone.



Toutefois, nous tenons à signaler que cette étude sera effectuée en se référant aux informations fournies par l'étude d'Avant-projet Sommaire datant du mois de juillet 2012.

De par le fait que le début du XXI^{ème} siècle a été marqué par une évolution fulgurante de l'énergie renouvelable, l'Etat Malgache, par le biais du Ministère de l'Energie a déjà promulgué la loi N° 98 032 du 20 janvier 1999 portant réforme sur l'électricité dans le but de libéraliser ce secteur. Le décret N° 2001 – 173 du 28 février 2001 fixe les conditions et les modalités d'application de la loi N° 98-032 du 20 janvier 1989 permettant aux entreprises privées de créer et d'exploiter de petites sources d'électricité.

Cela nous amène au plan de rédaction comportant quatre parties essentielles. Nous allons commencer par une présentation de la zone d'étude afin de situer la zone d'influence du projet. Puis, nous effectuerons une étude socio-économique suivie d'une évaluation de la demande en électricité de la zone. Ensuite, nous allons présenter de façon concrète l'étude technique appropriée à la présente phase d'étude comprenant l'étude cartographique et topographique, l'étude géologique et géotechnique, l'étude climatologique, l'étude hydrologique et l'étude des structures hydrauliques et des ouvrages de génie civil. Pour rendre harmonieuse le projet et l'environnement, une étude d'impact environnemental, une étude économique et financière finaliseront le manuscrit.



Première partie :
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE



Chapitre I. APERCU GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE

Pour mener l'étude d'un projet quelconque, il est indispensable de situer son lieu d'implantation en premier lieu afin d'avoir un aperçu général de la zone d'influence. A cet effet, ce premier chapitre se propose de faire une brève description de notre zone d'étude du point de vue de l'électrification.

I.1. Localisation de la zone d'étude

Notre zone d'étude se situe dans le Fokontany d'Ambodihasy appartenant à la Commune Rurale de Saranambana. Ce dernier fait parti des onze communes sises dans le District de Fenoarivo-Atsinanana, chef-lieu de la Région d'Analanjirifo qui se localise dans le Nord-Est de l'île.

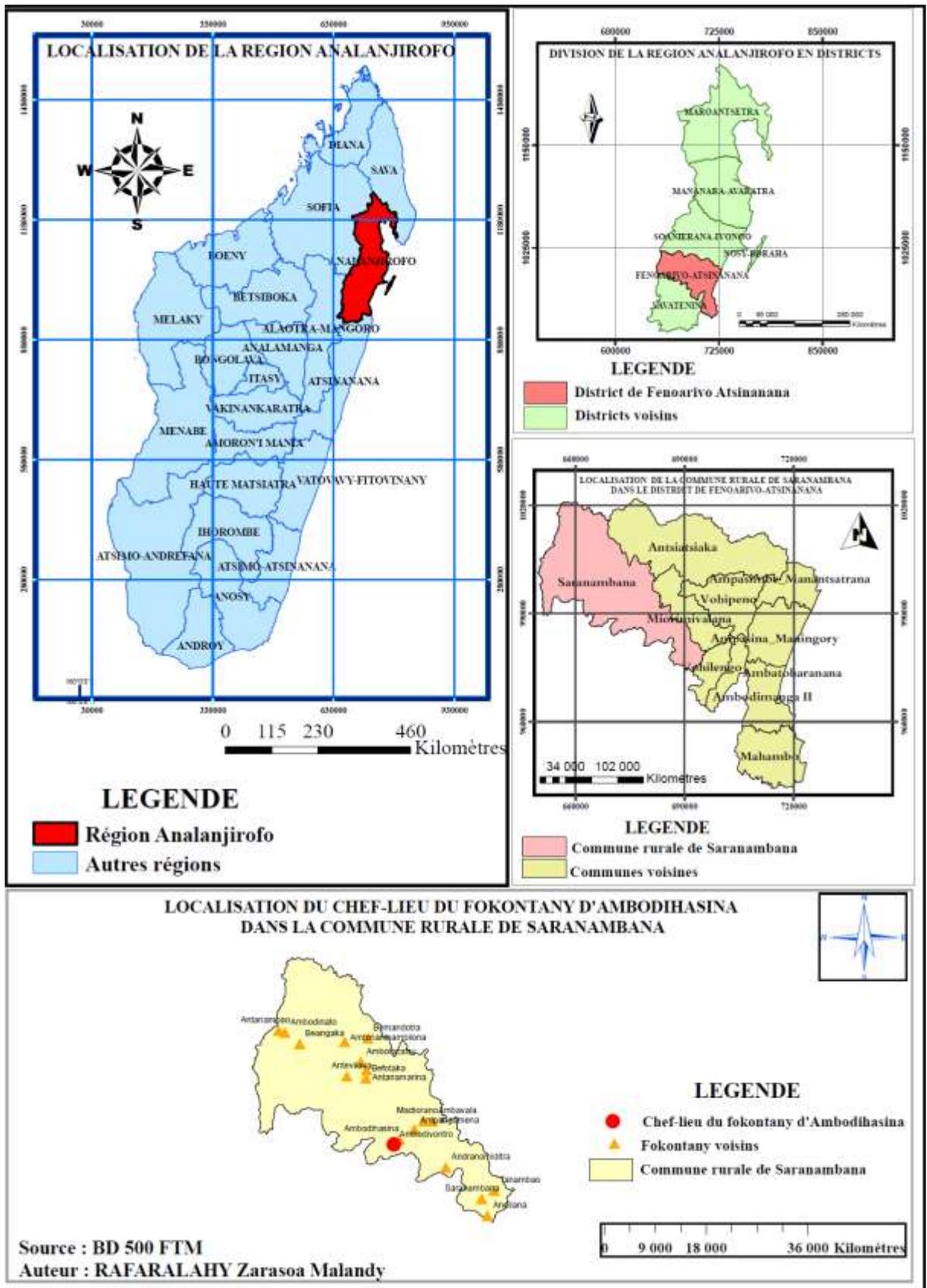
D'une part, la Région Analanjirifo couvre une vaste superficie de 22 380 km² et est limitée:

- au Nord par la Région de SAVA,
- au Sud par la Région d'Atsinanana,
- à l'Ouest par les Régions de Sofia et d'Alaotra-Mangoro,
- à l'Est par l'Océan Indien.

D'autre part, le District de Fenoarivo-Atsinanana est délimité au nord par le district d'Antalaha, au sud par le District de Toamasina II, à l'Ouest par les Districts de Mandritsara, d'Andilamena et d'Ambatondrazaka et à l'Est par l'Océan Indien.

La figure suivante présente la localisation de la zone d'étude. Elle met en relief la position générale de la Région d'Analanjirifo et de la Commune Rurale de Saranambana par rapport à l'ensemble de Madagascar.

Carte 1. Localisation de la zone d'étude





I.2. Caractéristiques géographiques de la zone

La Commune Rurale de Saranambana s'étend sur une superficie de 2 625 km² avec une altitude moyenne de 280 m. Elle est délimitée :

- au Nord par la Commune Rurale de Miorimivalana, District de Fenoarivo-Atsinanana;
- à l'Est par la Commune Rurale de Vohilengo, District de Fenoarivo-Atsinanana ;
- à l'Ouest par la Commune Rurale d'Andilamena, District d'Andilamena ;
- au Sud par la Commune Rurale d'Anjahambe, District de Vavatenina.

La figure 2 représente ces caractéristiques géographiques.

I.3. Identification et localisation du site du projet

Le projet consiste à exploiter l'énergie de l'eau de la rivière Saranambana au droit de la chute dénommée Antohaka. Le site se trouve à peu près à 1 km au nord du Fokontany d'appartenance, environ à 6 km du chef-lieu de la commune et à 30 km à vol d'oiseau du District de Fenoarivo Atsinanana.

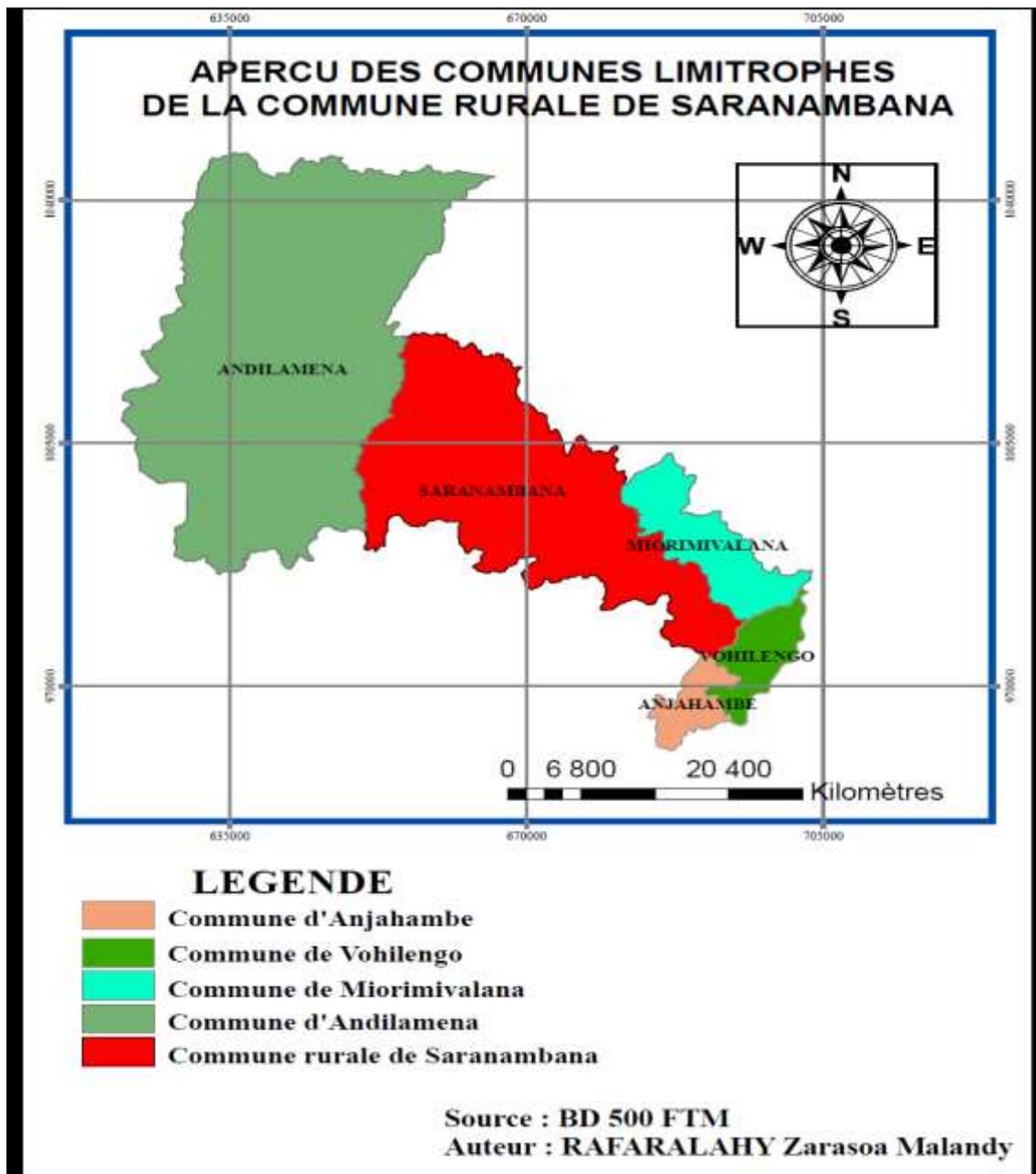
Le site d'Antohaka se situe géographiquement à :

- 49°10'09.0" de longitude Est.
- 17°16'22.5" de latitude Sud.

La carte 1/100 000^{ème} des feuilles N° T43, U43, V43 de la FTM indique les coordonnées LABORDE du prénommé site:

$$\left\{ \begin{array}{l} X : 0\ 694\ 165\ \text{km} \\ Y : 0\ 977\ 639\ \text{km} \end{array} \right.$$

Carte 2. Communes limitrophes de la Commune Rurale de Saranambana



I.4. Subdivision administrative de la zone d'étude

Administrativement, la Commune Rurale de Saranambana est composée par 16 fokontany dont les chefs-lieux par rapport à celui de la commune se trouvent à des distances variant de 0 à 101 km comme l'indique le tableau suivant :



*Tableau 1. Découpage administratif de la Commune Rurale de
Saranambana*

Numéro du fokontany	Fokontany	Distance par rapport au Chef-lieu de la Commune (km)	Superficie (km ²)
1	AMBODIMANGA	0,00	110
2	AMBODILAITRA	2,20	130
3	AMBATRABE	2,60	30
4	AMPANDRANA	2,75	50
5	ANJAHAMARINA	3,80	20
6	AMBODIHASINA	4,80	96
7	IHAZOMENA	8,00	60
8	VOHIBOLOLONA	6,95	20
9	ANDRANOMIDITRA	28,80	194
10	ANDINGOZA	38,30	180
11	AMPANGAMENA	46,20	300
12	AMBAHAVALA	52,30	90
13	BEKOTRO	53,70	350
14	AMBOLOZATSY	64,00	285
15	AMBILONA	89,00	185
16	BEANGAKA	101,00	525
<i>Total commune</i>			2 625

Source: INSTAT/ «Monographie des communes rurales»/ Toamasina/305_06

Nous remarquons aisément que les fokontany constituant la Commune Rurale de Saranambana sont inégalement répartis. Primo, du point de vue de la distance par rapport au chef-lieu de la commune le fokontany d'Ambodimanga est le plus proche et celui de Beangaka est le plus éloigné en sachant que la distance moyenne des fokontany par rapport au chef lieu de la commune est de 31 km. Secondo, du point de vue de la superficie, le fokontany de Beangaka est le plus vaste.

I.5. Accessibilité

L'accès au site constitue un des problèmes importants étant donné qu'il se trouve à 508 km de la capitale et surtout que l'accès y est difficile sur une distance assez considérable.

Tableau 2. Accessibilité au site d'Antohaka

Trajet	Route empruntée	Moyen de transport	Distance (km)
Antananarivo -Toamasina	RN2	voiture	370
Toamasina – Fenoarivo Atsinanana	RN5	voiture	100
Fenoarivo Atsinanana - Amorondrano	RN5-B	voiture tout terrain	29
Amorondrano - Vohilengo	RN5-B	bac	2
Vohilengo - Ambodihassina		pieds	17
TOTAL			508

Photo 1. Attente du bac d'Amorondrano



Photo 2. Etat de la piste Vohilengo-Saranambana en saison pluvieuse





CONCLUSION PARTIELLE

Le site d'Antohaka, sur la rivière Saranambana, se trouve dans le fokontany d'Ambodihalina, dans la Commune Rurale de Saranambana, District de Fenoarivo-Atsinanana, Région d'Analanjirifo. Il se trouve à 508 km environ au Nord-Est de Madagascar et l'accès y est difficile (se fait en voiture tout terrain) à partir du chef-lieu de région. Cela est dû à la dégradation de la route (presque à 75 %) par l'érosion faute d'ouvrages d'assainissement et de maintenance régulière. Ainsi, nous devons prendre en considération la réhabilitation des voies d'accès surtout celle du chef-lieu de la Commune Rurale de Vohilengo menant au village d'Ambodihalina et aussi du village jusqu'à l'endroit du site.

La population de la commune est inégalement répartie du point de vue de la démographie et de la distance par rapport au chef-lieu lieu de la commune, ainsi que par rapport au site. Ce qui nous conduit à limiter les bénéficiaires du projet.

Chapitre II. MONOGRAPHIE DE LA ZONE D'ETUDE

La monographie de la zone d'étude donne les informations générales concernant une quelconque étude. Ce second chapitre présentera toutes les informations relatives au projet. Pour ce faire, on évaluera la situation actuelle de la Commune Rurale de Saranambana et surtout des fokontany ciblés par le projet d'électrification aussi bien sur le plan physique qu'humain.

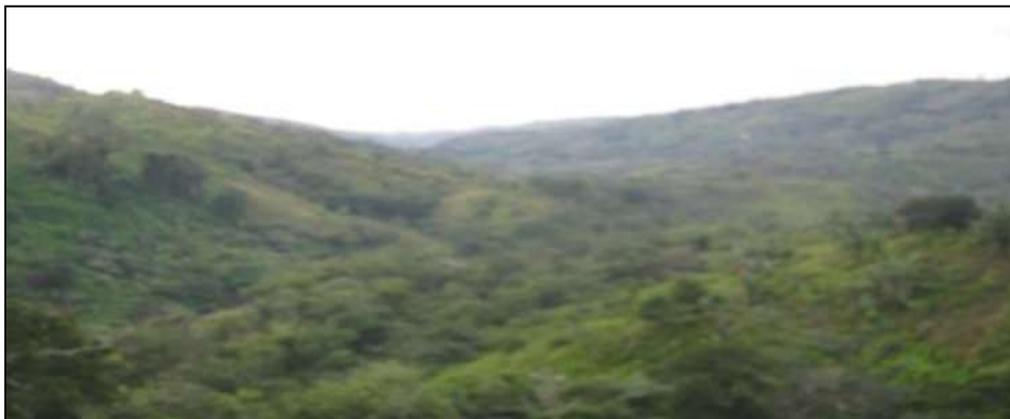
II.1. Milieu physique

L'étude du milieu physique parle des particularités de la zone sur le plan physique. C'est sur cette partie que les études techniques ultérieures vont se baser.

II.1.1. Le relief et le paysage

Le relief de la Commune Rurale de Saranambana adopte le régime de la région qui a un aspect particulier. Ce dernier est dû à l'existence d'une armature très dense de dykes doléritiques, continus sur plusieurs dizaines de kilomètres. L'altitude moyenne se situe aux alentours de 400 à 700 m, formant 75 % de la zone et il est à noter que cette altitude est décroissante vers l'Est. Les basses et moyennes collines se distinguent sur la région et forment les 3/4 de la zone. Elles sont séparées par un réseau de vallées peu profondes parfois marécageuses. C'est sur la pente de ces collines que les paysans brûlent le peu de forêts qui restent pour y cultiver le « Riz de tavy ». Cette pratique provoque une érosion intense du sol et élimine son faible horizon humifère.

Photo 3. Caractéristique typique du relief de la Commune Rurale de Saranambana





II.1.2. Hydrographie

Le réseau hydrographique de la zone d'étude est principalement constitué par le fleuve Maningory. Ainsi, le régime hydrographique est dicté par le régime du bassin hydrologique de Maningory. Les cours d'eau qui font partie du versant Océan Indien bien que de faible longueur ont des débits relativement importants en raison de la forte pluviosité. Mais le Maningory est de loin le fleuve le plus important si on ajoute à son bassin propre ceux de la cuvette d'Anosimboangy drainée par la Sandratsio, son principal affluent et du lac Alaotra dont il est l'exutoire. Ses affluents sont nombreux et importants : Lovoka, Sahatavy qui est grossi par la Manambato, Manambitanona, Sahavatoina à droite, Andranofotsy Ouest et Est, Sarananto, Manantsindra, Saranambana et Sandratsio à gauche.

La rivière Saranambana étant un affluent du fleuve Maningory comme on l'a mentionné précédemment, est un cours d'eau pérenne qui constitue la ressource à exploiter pour le présent projet.

II.1.3. Les caractéristiques géologiques et géomorphologiques de la zone d'étude

L'étude géologique permet d'avoir une connaissance de la nature du terrain d'implantation des ouvrages et des sols de fondation. Ainsi, elle facilite la conception de la construction. En effet, la géologie de Madagascar est modélisée comme suit : 1/3 de la surface est occupée par des formations sédimentaires surtout dans la partie littorale ouest. On trouve sur les 2/3 centrales de l'Ile un vieux socle cristallin métamorphique d'un âge primaire sur lequel s'assoient des formations sédimentaires qui sont de types alluvionnaires sur des parties où se forment des bassins et plaines le long des grandes et moyennes rivières. A l'ère quaternaire, des intrusions volcaniques s'étaient mises en place à travers ces formations géologiques. Elles sont actuellement toutes éteintes.

En général, la région est prédominée par le faciès migmatitique et de gneiss à grenat et à disthène dont le métamorphisme donne lieu à la formation de micaschiste à disthène. Les migmatites sont des formations métamorphiques qui constituent le système cristallin malgache. Les lignes structurales et tectoniques du secteur sont commandées par les intrusions granitiques observées dans la région et mises en évidence sur la carte géologique.



Les affleurements sont rares dans le secteur à cause des couvertures végétales épaisses et ces formations sont seulement visibles le long du site d'Antohaka. On y trouve clairement les foliations. La rivière Saranambana après avoir suivi son cours normal dans la partie amont baigne des migmatites à épidote de la série de Mananara du groupe d'Antongil au niveau du site.

Etant donné que cette rivière se trouve dans le versant Est de l'Ile, la majeure partie de son cours est de pente rapide et raide en suivant des couloirs étroits où les affleurements de socle sont visibles mais dont la structure géologique n'est pas ferme quant à la circulation de l'eau surtout sous pression (fissurée et fracturée).

Ainsi, dans le cadre de la réalisation des travaux de barrage, il est préférable de prévoir une campagne géophysique et de forage de la zone de fondation et dans le bassin de submersion. Il faut aussi voir le comportement de ces formations géologiques par rapport à l'érosion afin de prévoir l'impact du phénomène d'ensablement à cause des débits solides.

Mais, vu la situation actuelle de la couverture végétale, celle-ci se trouve réduite par rapport à d'autres zones (dans le versant ouest par exemple). Dans les années à venir, les impacts du tavy vont sûrement conduire à une érosion. Donc on doit envisager des mesures protectrices aux environs du site et même dans le bassin versant.

II.2. Milieu biologique

II.2.1. Le sol

Dans la région, on rencontre trois types de sol : les sols hydromorphes des bas-fonds, les sols d'apport fluvial et les sols ferralitiques.

Etant donné que la Commune Rurale de Saranambana est dominée par un relief de plaines et de collines, on y rencontre des sols de types ferralitiques, de couleur jaune et rouge suivant l'ancienneté de mise en culture et la durée de mise en jachère. Ces types de sols ont une texture fine et la structure est polyédrique. Leur horizon organique est de faible épaisseur variant de 1 à 6,5 %.



Le tableau suivant indique la superficie des différents types de sols caractéristiques de la région Analanjirofo.

Tableau 3. Superficie par type de sol

Nature du sol	Superficie (ha)
Association des sols ferrallitiques jaune/rouge+rouge	1 552 265
Association des sols ferrallitiques jaune+rouge/rouge	530
Complexe lithosols et sols peu évolués	18 231
Sols ferrallitiques jaune/rouge	384 677
Sols hydromorphes (organiques et minéraux)	56 231
Sols peu évolués alluviaux plus ou moins hydromorphes	18 271
Sols peu évolués dunaires ou sableux	15 524
Sols peu évolués et rankers	102 881

Source : Traitement cartographique ONE

II.2.2. La formation végétale

Le climat caractérisant la Région d'Analanjirofo favorise la présence d'une large diversité de végétations constituant sa faune.

Le tableau ci-dessous résume les types de formations végétales rencontrées dans le district d'appartenance du projet avec leurs superficies respectives.

Tableau 4. Superficies des différents types de formations végétales dans le District de Fenoarivo-Atsinanana

Type de formations végétales	Année	Superficie (ha)
Forêts denses humides	1993	106 478
	2000	79 701
Forêts littorales	1993	1 716
	2000	1 716
Mosaique de cultures, jachère, lambeaux forestiers	1993	177 202
	2000	173 663
Prairies côtières, savanes et/ou pseudosteppes	1993	6 290
	2000	6 653
Rizières	1993	1 771
	2000	1 771
TOTAL	1993	293 458
	2000	263 504

Source : «Tableau de Bord Environnemental Régional»/Région Analanjirofo/2008

Ce tableau montre que la formation végétale de la zone d'influence est dominée par une couverture forestière. Elle occupe environ les 33 % de la végétation par rapport aux autres types.



II.3. Milieu humain

Les caractéristiques humaines et sociales de la commune jouent également un rôle important dans l'élaboration des études dans ce présent rapport. Ce sous chapitre sera consacré à la démographie et les infrastructures sociales.

II.3.1. Population et démographie

II.3.1.1. Effectif et évolution

II.3.1.1.1. Effectif de la population

La Commune Rurale de Saranambana regroupe 16 fokontany et compte environ 45 526 habitants en 2002. Elle occupe 4,5 % de la superficie du District de Fenoarivo-Atsinanana. Le tableau ci-dessous montre la répartition de la population par fokontany de la commune.

Tableau 5. Répartition par fokontany de la population dans la Commune Rurale de Saranambana

N° du fokontany	Fokontany	Nombre de la population (hab.)	Superficie (km ²)	Densité (hab. /km ²)
1	AMBODIMANGA	5 656	110	51
2	AMBODILAITRA	2 615	130	44
3	AMBATRABE	1 148	30	189
4	AMPANDRANA	1 704	50	113
5	ANJAHAMARINA	887	20	283
6	AMBODIHASINA	3 658	96	59
7	IHAZOMENA	2 096	60	94
8	VOHIBOLOLONA	1 373	20	283
9	ANDRANOMIDITRA	2 137	194	29
10	ANDINGOZA	755	180	31
11	AMPANGAMENA	3 995	300	19
12	AMBAVALA	1 278	90	63
13	BEKOTRO	2 522	350	16
14	AMBOLOZATSY	2 168	285	20
15	AMBILONA	4 022	185	31
16	BEANGAKA	9 512	525	11
Total		45 526	2 625	83

Source: INSTAT/«Monographie communes rurales»/Toamasina/305_06



Parmi ces 16 Fokontany, 6 seulement seront bénéficiaires du projet pour la raison de leur proximité du site. Ce sont : Saranambana, Ambodilaitra, Anjahamarina, Ambodihalina, Ihazomena et Vohibololona.

Le nombre de ménages, ainsi que les villages composants les Fokontany cibles sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6. Liste des fokontany à électrifier

Fokontany	Nombre de ménages
AMBODIMANGA	938
AMBODILAITRA	660
ANJAHAMARINA	229
AMBODIHASINA	300
IHAZOMENA	352
VOHIBOLOLONA	233
TOTAL	2 712

Source : Avant-Projet Sommaire/Enquêtes sur terrain

II.3.1.1.2. Evolution de la population

Afin d'étudier la perspective démographique de la population au fil des ans, son évolution sera estimée à partir de la fonction exponentielle suivante :

$$P(a) = P_0(1+\alpha)^n \tag{01}$$

Où :

P(a) : nombre de la population à l'année a

P₀ : nombre de population à l'année de référence a₀

α : taux d'accroissement annuel de la population

n : nombre d'années à venir

Notre calcul sera basé sur le taux d'accroissement annuel donné par la tendance. Les valeurs des différents paramètres donnés ci-dessus varient suivant la zone d'étude.



Pour notre cas, c'est-à-dire pour la Commune Rurale de Saranambana :

- l'année de base est 2002 ;
- le taux d'accroissement annuel sera pris égal à 3,6 % d'après les documents fournis par l'INSTAT.

Dans les 25 années à venir, le tableau suivant montre l'estimation de la population.

Tableau 7. Evolution démographique de la Commune Rurale de Saranambana

Fokontany	2002	2013	2015	2020	2025	2030	2035	2038
AMBODIMANGA	5 656	8 346	8 646	8 957	9 280	9 614	9 960	10 319
AMBODILAITRA	2 615	3 859	3 998	4 141	4 291	4 445	4 605	4 771
ANJAHAMARINA	887	1 309	1 356	1 405	1 455	1 508	1 562	1 618
AMBODIHASINA	3 658	5 398	5 592	5 793	6 002	6 218	6 442	6 674
IHAZOMENA	2 096	3 093	3 204	3 319	3 439	3 563	3 691	3 824
VOHIBOLOLONA	1 373	2 026	2 099	2 174	2 253	2 334	2 418	2 505
TOTAL	16 285	24 030	24 895	25 791	26 719	27 681	28 678	29 710

Ce tableau nous fait constater que l'accroissement démographique est considérable au bout de 25 ans. Ce qui provoquera l'augmentation de tous les besoins de la zone (en termes d'énergie, de transport, etc.).

II.3.1.2. Croissance démographique

La croissance démographique de la zone est régie par celle du district de Fenoarivo-Atsinanana. Le taux de natalité est estimé à 4,2 %, taux légèrement inférieur à l'ensemble de Madagascar (4,3 %). Tandis que le taux de mortalité est de l'ordre de 0,6 %. Ce qui conduit à la conclusion que le taux d'accroissement naturel est de 3,6 %. [INSTAT/Monographie de la région de Toamasina/Juin 2003/Page 19-20].

II.3.1.3. Taille moyenne des ménages

D'une manière générale, on appelle ménage « l'ensemble de personnes habitant un même logement, unies par des liens familiaux ou non et partageant les repas principaux et reconnaissant l'autorité d'une seule personne : «le chef de ménage».

*Tableau 8. Taille moyenne des ménages*

Fokontany	Nombre de ménages	Nombre de la population en 2012	Nombre d'habitants par ménage
Ambodimanga	938	8 056	9
Ambodilaitra	660	3 725	6
Anjahamarina	229	1 263	6
Ambodiharina	300	5 210	17
Ihazomena	352	2 985	8
Vohibololona	233	1 956	8

Après avoir fait le rapport entre le nombre de la population et le nombre des ménages dans les Fokontany cibles, nous avons arriver à la conclusion que la taille moyenne de ménages est de 9 individus.

II.3.1.4. La composition ethnique

La composition ethnique de la population n'est pas chiffrable et varie peu. Les habitants de la Commune Rurale de Saranambana notamment du Fokontany d'Ambodiharina sont à dominance Betsimisaraka (groupe ethnique originaire de la région). Mais on remarque aussi la présence d'autres ethnies comme les Merina et les Betsileo.

II.3.1.5. Les mouvements migratoires

La façade orientale malgache a toujours été la porte d'entrée de diverses vagues migratoires. La population migre et les mouvements migratoires internes sont les plus importants. Ceux-là peuvent être à caractère définitif du fait des études ou des emplois : migration des élèves de l'école primaire d'un Fokontany pour rejoindre les collèges ou lycées des communes voisines telles que Vohilengo ou vers les grandes villes comme Fenoarivo-Atsinanana. Ils peuvent aussi être à caractère saisonnier du fait de l'agriculture itinérante et de la présence d'unités industrielles : déplacement des travailleurs saisonniers ou permanents et des marchands ambulants.

Les mouvements migratoires externes consistent notamment en des mouvements de main d'œuvre dont l'idée de s'installer n'est pas nécessairement la décision de départ.

On l'observe fréquemment en période de récolte pour les cultures de rente et industrielles comme le litchi, la vanille, le café et surtout le girofle.

II.3.1.6. L'architecture

II.3.1.6.1. Architecture et matériaux de construction

La plupart des maisons sont encore construites dans le style traditionnel, avec des matériaux locaux qui particularisent la Région Analanjifofo. Elles sont caractérisées par :

- la construction des murs et du plancher avec des plaques tressées de «volobe» ;
- la confection du toit en «ravimpontsy» (cas le plus fréquent) ou en tôle ;
- l'orientation des portes et des fenêtres vers l'Ouest.

La figure ci-dessous illustre ce type d'architecture.

Photo 4. Photo d'une habitation type dans la Commune Rurale de Saranambana



Usage et utilité autre que l'hébergement

Par rapport aux autres régions de Madagascar, les villageois utilisent le «Tohitra» pour stocker leurs productions destinées à la consommation. C'est ce qu'on appelle communément grenier.

Photo 5. Photo d'une «Tohitra»





Pour les autres types d'activités comme l'élevage, des maisonnettes spéciales sont construites pour servir d'abri pour les animaux. Pour l'élevage bovin par exemple, on utilise une sorte d'hangar qui s'appelle «vala».

CONCLUSION PARTIELLE

La Commune Rurale de Saranambana est une très vaste commune incluant 16 fokontany. Cela explique la limitation du nombre de Fokontany ciblés par le projet d'électrification compte tenue du fait que la capacité du site est limitée. Le taux d'accroissement naturel étant de l'ordre de 3,6 %, taux relativement élevé par rapport à la moyenne nationale qui est de l'ordre de 2,8 %. Le nombre total de la population est estimé à 24 030 habitants pour cette année 2013 avec une densité moyenne de 44 habitants par km² inégalement répartie entre les Fokontany cibles. Cette proportion démographique constitue pour la commune une opportunité pour la croissance économique dans la mesure où elle favorise son capital humain en matière de force de travail. Toutefois, nous pouvons dire que le niveau de pauvreté élevé des gens se fait encore sentir dans la zone.



Deuxième partie :

**ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES ET
EVALUATION DE LA DEMANDE EN
ELECTRICITE**



Chapitre III. ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

L'étude socio-économique d'une zone vise à atteindre trois principaux objectifs :

- évaluer l'environnement social ;
- connaître les potentialités économiques de la zone intéressée par le projet ;
- prévoir le développement économique que pourrait apporter le projet à la zone.

III.1. Secteurs sociaux

Comme la Commune Rurale de Saranambana fait partie des zones rurales, les infrastructures de base restent dans un état précaire et insuffisant.

III.1.1. Infrastructures de base au niveau de la commune

Dans cette partie, on s'intéressera notamment aux infrastructures que la zone possède. Le tableau suivant résume les infrastructures existantes.

Tableau 9. Infrastructures existantes dans la Commune Rurale de Saranambana

Catégorie	Infrastructures existantes	Nombre
Infrastructures sanitaires	Centre de Santé de base de Niveau I	1
	Centre de Santé de base de Niveau II	1
	Dépôt de médicaments	1
Infrastructures éducatives	Education Fondamentale de Niveau I	17
	Education Fondamentale de Niveau II	3
	Ecoles « Daba »	15
	Etablissements privés	2

Source : Enquêtes sur terrain/29 janvier 2013

D'après ce tableau, nous pouvons relever plusieurs constatations. Le niveau de couverture sanitaire reste encore faible malgré l'effort remarquable fait par les Services de Santé de la Région pour pallier leurs problèmes. Une augmentation et une répartition adéquate du personnel de la santé s'avèrent nécessaires. La malnutrition, le manque d'éducation sanitaire de base et d'hygiène, l'insuffisance des soins préventifs, la consommation d'eau et d'aliments insalubres et le manque de médicaments constituent les principales causes de morbidité dans la Commune Rurale de Saranambana.



La couverture de la commune en matière d'infrastructures éducatives, est relativement peu satisfaisante. Le nombre d'établissements d'Education Fondamentale de niveau I (ex-EPP) dans toute la commune arrive à couvrir le nombre total de Fokontany existants et encore renforcé par les Ecoles « Daba » comme il devrait l'être selon la politique éducative de l'Etat. Tandis que le nombre d'établissements d'Education Fondamentale de niveau II (ex- CEG) n'est pas proportionnel au nombre d'EFI. Sur les 17 EF I et sur les 15 Ecoles «Daba», il existe seulement 3 EF II. Ce qui traduit encore la faiblesse en matière de taux de couverture d'infrastructures éducatives.

III.1.2. Accès à l'eau potable

Selon les dires du Maire, la Commune Rurale de Saranambana a pu bénéficier de l'accès à l'eau potable grâce à différents programmes et ONG opérant dans la zone, qui sont inégalement répartis sur son étendue. En tout, il existe 146 bornes fontaines dont 82 fontaines intermédiaires.

III.1.3. Situation religieuse

La Commune Rurale de Saranambana compte un bon nombre d'églises et d'associations culturelles. La religion est composée dans l'ensemble :

- de la religion chrétienne : EKAR, FJKM, FLM ;
- de Fiangonana Zandriny : Jesosy Mamonjy, RHEMA, Arapilazantsara, Vavolombelon'i Jehovah, Vahao ny Oloko ;
- de la religion musulmane ;
- des croyances malgaches : Dadarabe.

III.1.4. Infrastructures socioculturelles

En termes d'infrastructures culturelles, sociales et collectives, la Commune est dotée de salles de projection vidéo, de Tranompokonolona, d'un terrain de football et d'un terrain de basket-ball.

D'une part, les terrains de football sont implantés presque dans chaque village car c'est la seule préoccupation des jeunes dans les communes rurales.

D'autre part, le "JIRO-MENA" (bal des jeunes) et les "VIDEO" ambulants sont organisés par des particuliers possédant les matériels afférents.

Ce genre d'animation préoccupe les autorités locales ainsi que les parents, car pour eux c'est l'origine de problèmes de mœurs pour les jeunes de la commune.

III.1.5. Accessibilités technologiques

La zone d'étude arrive à capter deux réseaux téléphoniques : Telma et Airtel. Mais ces réseaux ne couvrent pas la totalité des zones habitées et ne fonctionnent qu'en certains points seulement.

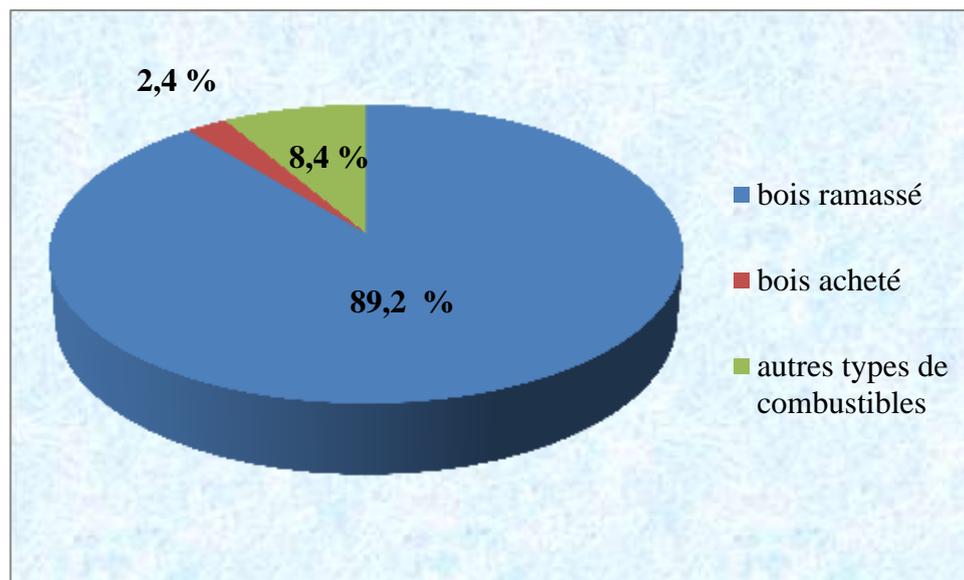
III.1.6. Source d'énergie

Pour l'ensemble de la commune, les sources d'énergie sont multiples à savoir les combustibles : le pétrole lampant, les bougies et le groupe électrogène. Les bois de chauffe et le charbon de bois sont utilisés pour la cuisson des repas et les autres sources constituent les sources d'éclairage.

III.1.6.1. Les produits forestiers

En ce qui concerne les produits forestiers, les bois ramassés sont les plus utilisés par la population 89,2 % contre 2,4 % pour les bois achetés et 8.4 % pour d'autres types.

Figure 1. Types de combustibles utilisés

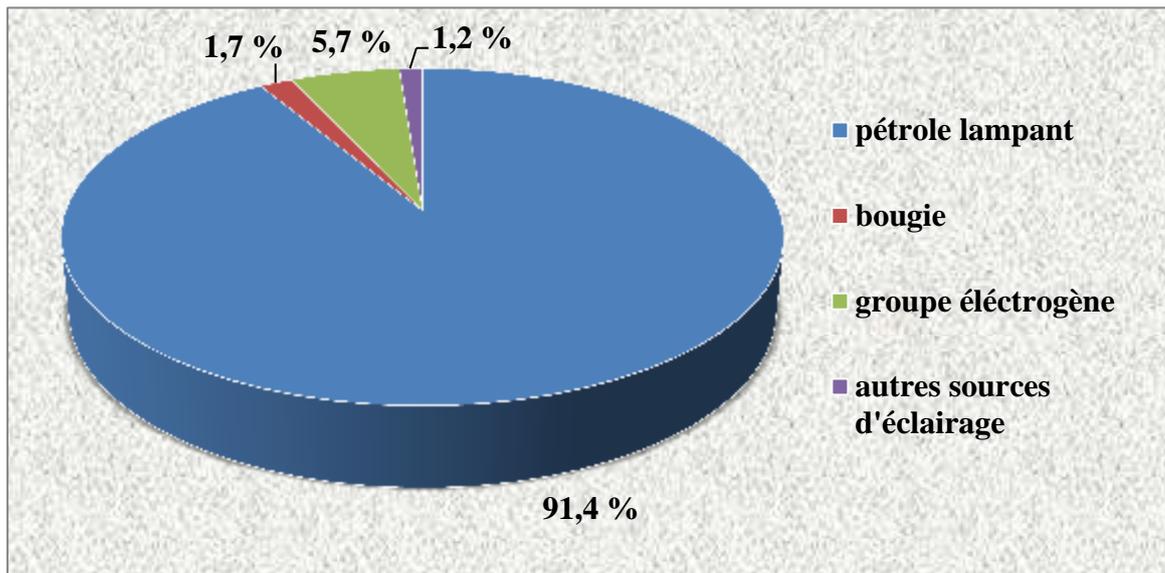


Source : Reconnaissance sur terrain/30 janvier 2013

III.1.6.2. Les sources d'éclairage

Les sources d'éclairage sont dominées par le pétrole lampant dont le taux d'utilisation est de 91,4 % contre 1,7 % pour la bougie, 5,7 % pour le groupe électrogène et 1,2 % pour d'autres sources. Il est à noter que seuls les plus aisés ont la possibilité d'accéder à l'électricité grâce à des groupes électrogènes personnels.

Figure 2. Sources d'éclairages utilisés



Source : Reconnaissance sur terrain/30 janvier 2013

III.2. Secteur économique

Les données de l'APS mentionnant que l'activité économique dans la commune rurale de Saranambana se caractérisant par une forte proportion de la population agissant dans le domaine du secteur primaire a été vérifiée lors de notre descente sur terrain. Par ailleurs, on a aussi remarqué d'autres activités appartenant au secteur secondaire et tertiaire.

III.2.1. Secteur primaire

Le secteur primaire regroupe plusieurs activités notamment l'agriculture, l'élevage et la pêche.

III.2.1.1. Agriculture

Puisque la zone d'influence est à vocation rurale, 80 % du revenu des ménages proviennent principalement des activités agricoles.

Les surfaces cultivées représentent moins de 10 % de celle de la région. Ces activités sont principalement constituées par les cultures vivrières, les cultures de rente, les cultures industrielles, les cultures fruitières et les cultures maraîchères.

Les cultures vivrières représentent plus de la moitié (53,8 %) de la superficie totale cultivée et sont dominées par la riziculture avec 40,8 % de la superficie.



L'existence des vastes plaines favorables à la riziculture des plaines et de bas fonds a fait de la riziculture une des principales activités agricoles de la zone. La culture de riz est suivie de loin par celle du manioc. Le maïs et la patate douce viennent ensuite, et enfin le haricot qui est minime.

Les cultures de rente occupent 27 % dont les plus réputées sont le girofle, le café, et le poivre. L'Opération Café-Poivre-Girofle (OCPG) des années 70, l'augmentation considérable du prix du café en 1993, ainsi que celui du girofle en 2001 ont contribué au développement spectaculaire de ces filières. A l'heure actuelle, malgré l'augmentation sensible de la production de café, nombreux facteurs empêchent sa culture à se développer. Il en est de même pour la culture du girofle qui connaît un sérieux problème au niveau de la récolte.

Les cultures fruitières sont certainement importantes en quantité et en variétés. Si la banane est en déclin, le litchi passe en statut de rente. Aussi, presque toutes les variétés de fruits tropicaux sont présentes dans la zone.

Composée de canne à sucre et de coco essentiellement, ces types de cultures industrielles ne représentent qu'une activité réservée à l'autoconsommation dans la commune. La superficie moyenne mise en valeur par un exploitant agricole dans cette zone est évaluée à 2,5 ha produisant 5, 21 T tous produits confondus.

Le tableau ci-après indique la part de cette surface moyenne, revenant aux différentes spéculations.

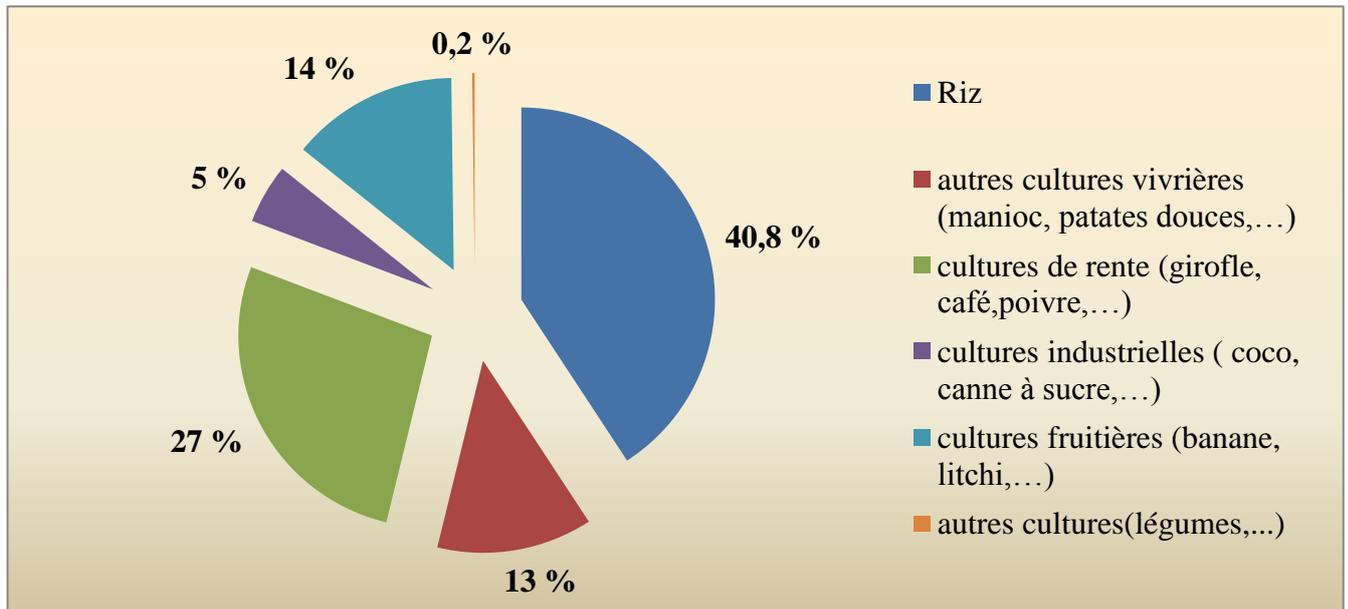
Tableau 10. Répartition de la production

Spéculation	Superficie (ha)	Production (T)	Pourcentage (%)
Riz	0,90	1,59	40,8
Autres cultures vivrières (manioc, patates douces, etc)	0,18	1,31	13
Cultures de rente (girofle, café, poivre, etc)	1,21	0,90	27
Cultures industrielles (canne à sucre, coco, etc)	0,06	0,56	5
Cultures fruitières (banane, litchis, etc)	0,12	1,54	14
Autres cultures (légumes)	0,01	0,02	0,2
Total	2,50	5,21	100

Source : Monographie de la région de Toamasina/Juin 2003/Page59

Cette répartition de la production est illustrée par la figure ci-dessous :

Figure 3. Répartition de la production



III.2.1.2. Elevage

Grâce à un paysage et à un climat répondant aux exigences de l'élevage, on rencontre plusieurs variétés d'élevage : l'élevage bovin, l'élevage porcin et l'aviculture sont les plus répandus. Pourtant, l'élevage ne constitue qu'une partie de l'activité de la population. Elle est surtout destinée à la propre consommation de viande et non pas pour la vente.

L'élevage bovin, mise à part la consommation, constitue un moyen potentiel d'accomplissement des travaux agricoles (piétinage des surfaces rizicoles). Il se trouve donc largement répandu. Il s'agit surtout d'un système d'élevage extensif, les animaux étant laissés en pâturage. Le nombre élevé de cheptel peut s'expliquer par la communication avec la région d'Alaotra.

L'élevage porcin commence à se répandre dans la commune et l'aviculture fut déjà pratiquée par les paysans depuis toujours.

Toutefois, la race locale très rustique des animaux d'élevage ne pose aucun problème notable mais par contre nécessite des soins réguliers préconisés par le service compétent.



L'évolution des effectifs de chaque cheptel est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau 11. Evolution des effectifs de chaque cheptel

	2005	2006	2007	2008
Cheptel bovin	127 197	128 090	128 640	128 850
Cheptel porcin	7 917	7 940	7 960	7 980
Aviculture	1 335 068	ND	ND	ND

Source : INSTAT/Annuaire 2005 à 2008/Service de la statistique agricole/Page 55

ND : Non Déterminé

III.2.1.3. Pêche

La pêche d'eau douce est aussi une des activités les plus prisées. Elle est aussi réservée pour la consommation. On note l'existence de plusieurs espèces de poissons d'eau douce comme les carpes, le tilapia, le fibata, l'anguille, les crabes, et les crevettes.

III.2.2. Secteur secondaire

Le secteur secondaire concerne l'industrie et l'artisanat.

Pour ce qui est de l'industrie, on ne peut citer que la décortiquerie qui est au nombre de cinq pratiquement de la même taille et de type artisanal.

Par ailleurs, on distingue quelques variétés de produits artisanaux à citer la couture, la vannerie, la menuiserie, le tissage, etc qui sont tous de types traditionnels.

III.2.3. Secteur tertiaire

Pour le secteur tertiaire, on parle de commerce, de transport, de professions libérales et autres.

III.2.3.1. Transport

Les infrastructures routières constituent le principal facteur bloquant du développement de la zone. Malgré le taux de croissance annuel moyen du trafic routier de la région qui est de 5,4 % à partir de 1986, taux largement supérieur à celui enregistré pour l'ensemble de l'Ile, le transport dans la Commune Rurale de Saranambana reste dans un état rudimentaire. Il n'est constitué que du trafic fluvial qui relie un village à un autre pendant les périodes de pluie. On ne peut pas parler de trafic routier faute d'infrastructures routières car le tronçon de route qui mène au chef-lieu de la commune s'arrête jusqu'à la commune rurale de Vohilengo, de là on doit y aller à pieds.



III.2.3.2. Commerce

Le commerce n'est pas des plus répandus dans la zone. Par ailleurs, on remarque les petits et les grands commerçants. Il existe aussi un marché hebdomadaire très fréquenté.

On a aussi observé la présence des «collecteurs», des commerçants qui travaillent pour le compte des exportateurs. Ils achètent les produits de rente surtout le girofle et le café, le litchi durant leurs saisons, les produits miniers tel que l'or pour être transportés dans les plus grandes villes (accessibles par les voitures) telles que Vohilengo, Amorondrano et même Fenoarivo-Atsinanana pour ensuite être récupérés par les exportateurs. A l'origine de ce système est l'inexistence de routes qui empêche le paysan de se soustraire à cet intermédiaire qu'est le collecteur. Sinon, il serait obligé de transporter à dos d'homme des quantités minimales (20 à 30 kg) sur une distance de plusieurs dizaines de kilomètres, des quantités plus grandes mais dont la différence de prix avec celui pratiqué au niveau du village pourrait ne pas compenser la fatigue et le risque (par le temps de pluies).

III.2.3.3. Professions libérales

On rencontre peu de sortes de professions libérales dans la zone. On distingue la pratique des Alambics de types artisanaux en vue de l'extraction de l'huile essentielle de girofle à partir de leur feuille pour ceux qui en possèdent.

CONCLUSION PARTIELLE

La Commune Rurale de Saranambana est à vocation rurale puisque 80 % du revenu des ménages proviennent principalement des activités agricoles (culture de rente, riziculture sur bas fonds ou sur brûlis, cultures vivrières et cultures fruitières). Par ailleurs, une partie du revenu de la population provient de sa potentialité en matière d'élevage et de pêche même s'ils ne sont que des activités secondaires. Cependant, parmi les différentes cultures de rentes pratiquées, le girofle fait sa renommée puisqu'elle est incluse dans la Région d' Analanjirofo.

Par rapport à notre projet, cela indique un aspect positif car on n'a rien à craindre au niveau du pouvoir d'achat de la population. De plus, les enquêtes effectuées lors des descentes sur terrain ont permis de conclure que la majorité de la population attend depuis longtemps l'électrification de la commune et envisage d'élargir leur secteur d'activité dès l'accomplissement du projet. Donc on peut être sûr que le projet aura d'énormes impacts positifs sur le bilan économique de la commune, de la région et alors du pays.



Chapitre IV. EVALUATION DE LA DEMANDE EN ELECTRICITE

Après avoir étudié les potentialités socio-économiques de la zone intéressée par le projet, ce chapitre développera l'évaluation de la demande en électricité de la commune concernée notamment des fokontany cibles. Ceci est nécessaire pour déterminer si la capacité du site en question satisfera les besoins de la population ou pas. En d'autres termes, ce chapitre fera l'objet d'une adéquation ressources-besoins qu'on effectuera ultérieurement. Ainsi donc, vu la capacité limitée du site, on se limitera à l'évaluation des besoins de quelques fokontany avec les villages environnants. Le critère de choix de ces fokontany cibles s'est fait sur leurs proximités par rapport au site.

IV.1. Etude des consommateurs et des consommations

La consommation d'énergie de la Commune Rurale de Saranambana se divise en quatre catégories :

- les ménages,
- les commerces,
- les services publics,
- les PME/PMI.

Afin d'homogénéiser toutes les demandes, on adoptera la méthode suivante :

- ❖ énumérer les appareils domestiques que chaque catégorie de consommateurs utilise ;
- ❖ évaluer la puissance unitaire et la puissance totale consommée par chaque appareil et ainsi pour chaque catégorie de consommateurs.

Les consommations estimées dans cette partie correspondent à la première année de service du site.

IV.1.1. Les clients utilisant l'électricité pour la Lumière et Usage Domestiques (LUD)

IV.1.1.1. Les ménages

IV.1.1.1.3. Fragmentation socio-économique générale

D'après les enquêtes sur terrain, on peut arriver à classer les ménages cibles en trois catégories selon leur catégorie socioprofessionnelle, leur revenu mensuel et les biens possédés. Ainsi, on dresse le tableau ci-dessous :

**Tableau 12. Classification des ménages selon leur revenu mensuel**

CLASSEMENT	CATEGORIE 1	CATEGORIE 2	CATEGORIE 3
Catégorie socioprofessionnelle	Agriculture	Agriculture Commerce	Commerce Collecteur Propriétaire de bovins
Revenu mensuel (Ariary)	Moins de 200 000	200 000 à 400 000	Plus de 400 000
Biens possédés	Radio	VCD – TV Radio	VCD – TV Batterie Radio Groupe électrogène

Source : Enquêtes sur terrain/30 janvier 2013

IV.1.1.1.4. Nombre de ménages cibles

La répartition de la population et des ménages correspondant selon leur catégorie est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 13. Segmentation de la population et des ménages selon leur catégorie

	Nombre de la population (hab.)	Nombre de ménages	Nombre de ménages cibles en année 1	Segmentation (%)	Taux de ménages cibles (%)
Catégorie 1	10 813	1 202	140	45	12
Catégorie 2	7 209	801	93	30	
Catégorie 3	6 008	667	78	25	
Ensemble de la zone cible	24 030	2 670	311	100	

Source : Enquêtes sur terrain / Mairie

REMARQUE

Le taux de ménages cibles qui est de 12 % correspond à la première année de production. Ce taux a été choisi pour deux raisons. D'une part, à partir des expériences des opérateurs actuels à l'ADER. D'autre part, à partir du taux de ménages cibles des Communes Rurales de la même taille que celle étudiée dans ce projet et qui sont déjà électrifiées.



IV.1.1.1.5. Fragmentation par rapport aux dépenses énergétiques

Une nouvelle analyse de composant multiple a ensuite été réalisée en tenant compte en plus de la problématique énergétique, en plus des indicateurs précédents, elle prend en compte la capacité et la volonté à payer de la population, c'est donc la répartition la plus fiable vis-à-vis du projet d'électrification.

Tableau 14. Capacité des ménages à payer l'électricité

	Consommateurs faibles	Consommateurs intermédiaires	Consommateurs importants
Segmentation	45 %	30 %	25 %
Capacité à payer la facture mensuelle	$\leq 6\ 000\ Ar$	Entre 6 000 Ar et 15 000 Ar	$\geq 15\ 000\ Ar$

Source : Enquêtes sur terrain/30 janvier 2013

IV.1.1.1.6. Consommation spécifique

Les appareils utilisés dans chaque ménage avec leurs puissances électriques sont donnés dans le tableau 17.

IV.1.1.2. Les commerces

Les commerçants sont classés en deux segments selon le volume de leurs équipements électriques :

- les gros commerçants disposant au moins d'un réfrigérateur et d'un congélateur ;
- les petits commerçants dont le fonctionnement s'apparente à celui des ménages ;

IV.1.1.2.1. Nombre de clients cibles

Le nombre de commerçants dans les villages cibles est estimé à 43 dont 8 des gros commerçants et 35 des petits commerçants pour l'année 1.

IV.1.1.2.2. Consommation spécifique

Comme nous l'avons déjà mentionné précédemment, les commerçants se divisent en deux catégories: les grands commerçants et les petits commerçants.

Nous présentons leurs consommations dans le tableau 18.



IV.1.1.3. Les services publics et administratifs

Ils englobent : les infrastructures sanitaires, les infrastructures éducatives, les infrastructures socioculturelles, les éclairages publics, ainsi que les bureaux administratifs et collectifs.

IV.1.1.3.1. Segmentation des clients cibles

Pour simplifier l'analyse des résultats, après enquête et analyse, nous avons segmenté les services, suivant leurs dépenses électriques potentielles et leurs capacités à payer. Deux classes ont été définies, voir Tableau 15.

Tableau 15. Segmentation des services publics

Types d'usagers	Consommateurs intermédiaires	Consommateurs importants
Segmentation	Education Fondamentale de Niveau I Education Fondamentale de Niveau II Eglises	Centre de Santé de Base de niveaux I et II Mairie Tranompokonolona

IV.1.1.3.2. Consommation spécifique

L'énergie électrique destinée aux infrastructures sociales est consommée dans les Mairies, les centres de santé, les écoles publiques et privées, les églises et les éclairages publics.

Pour l'estimation des besoins dans chaque fokontany cible, le tableau 19 résume les quantités d'appareils utilisés ainsi que leur puissance électrique.

IV.1.2. Les clients utilisant la Force Motrice Basse Tension (FMBT)

IV.1.2.1. Clients cibles

Pour ces types de consommateurs, on ne peut actuellement citer que la décortiquerie qui est au nombre de cinq dans toute l'étendue de la commune. Mais on prévoit une multiplication de la population opérant dans ce type d'activité et une modernisation des équipements de travail dans les années à venir.

Les enquêtes auprès des propriétaires, nous ont permis d'identifier les caractéristiques de charge des entreprises selon le type de machine utilisée.



IV.1.2.2. Consommation spécifique

Actuellement, les industries ne sont composées que par des décortiqueries répandues dans quelques Fokontany. Le tableau 19 détaille leurs consommations.

IV.1.3. Récapitulation

Nous résumons dans le tableau ci-dessous les différents consommateurs avec leurs effectifs dans chaque fokontany ciblé par le projet.

Tableau 16. Récapitulation des consommateurs cibles et leurs effectifs

N°	Fokontany	Nombre d'abonnés						
		Ménages	Infrastructures sanitaires	Infrastructures éducatives	Commerçants	PME/PMI	Eglises	Organisation /fokontany
1	Ambodimanga	938	1	7	18	3	9	3
2	Ambodilaitra	660	----	1	6	----	2	----
3	Anjahamarina	229	----	2	7	1	2	1
4	Ambodiharina	300	2	2	11	1	7	----
5	Ihazomena	352	----	----	1	----	----	1
6	Vohibololona	233	----	----	----	----	----	----
TOTAL		2712	3	12	43	5	20	5

Source : Descente sur terrain/ Mairie



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Tableau 17. Consommation spécifique des ménages

Appareils utilisés	Puissance nominale [W]	Nombre d'unités	Durée de marche [h/jour]	Consommation journalière [Wh]	Consommation mensuelle [kWh]	Ménages cibles	Consommation totale mensuelle [kWh]
CATEGORIE 1 (pauvre)							
Lampe	40	2	3	240	15,6	140	2 184
Radio	20	1	14	280			
TOTAL				520			
CATEGORIE 2 (moyen)							
Lampe	75	3	4	900	43,2	93	4 017,6
TV	60	1	4	240			
Mini-chaîne (radio, VCD)	30	1	10	300			
TOTAL				1 440			
CATEGORIE 3 (aisé)							
Lampe	75	4	5	1 500	151,8	78	11 840,4
Réfrigérateur	150	1	6	900			
TV	60	1	6	360			
Mini-chaîne (radio, VCD)	30	1	10	300			
Ampli-baffles	250	1	8	2 000			
TOTAL				5 060			



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Tableau 18. Consommation spécifique des établissements de commerces

Appareils utilisés	Puissance nominale [W]	Nombre d'unités	Durée de marche [h/jour]	Consommation journalière [Wh]	Consommation mensuelle [kWh]	Nombre d'abonnés	Consommation totale mensuelle [kWh]
Grands commerçants							
Lampe	100	6	6	1 200	201	8	1 608
Réfrigérateur	200	2	10	4 000			
Congélateur	250	1	6	1 500			
TOTAL				6 700			
Petits commerçants							
Lampe	75	3	4	900	27	35	945
TOTAL				900			

Tableau 19. Consommation spécifique des services publics

Appareils utilisés	Puissance nominale [W]	Nombre d'unités	Durée de marche [h/jour]	Consommation journalière [Wh]	Consommation mensuelle [kWh]	Effectif	Consommation totale mensuelle [kWh]
Mairie							
Eclairage	75	4	6	1 800	54	1	54
TOTAL				1 800	54	1	54
Tranompokonolona							
Eclairage	75	4	6	1 800	54	1	54
Sono	150	1	4	600	18	1	18
TOTAL				2 400	72	1	72



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



<i>Eglises</i>							
Eclairage	100	6	4	2 400	72	20	1 440
Sono	150	1	4	600	18	20	360
TOTAL				3 000	90	20	1 800
<i>Infrastructures éducatives</i>							
EFI							
Eclairage	75	10	6	4 500	135	10	1 350
EFII							
Eclairage	75	8	6	3 600	108	2	216
Matériels informatiques (PC, Imprimante)	350	1	3	1 050	31,5	2	63
TOTAL				9 150	274,5	12	1 629
<i>Infrastructures sanitaires</i>							
CSB							
Eclairage	75	8	12	7200	216	1	216
Appareils et outillages sanitaires	400	2	12	9600	288	1	288
Dépôts de médicaments							
Eclairage	40	1	6	240	7,2	1	7,2
TOTAL				240	7,2	2	7,2
<i>Eclairages publics</i>							
Lampe	100	24	6	14 400	432	1	432
TOTAL				14 400	432	1	432



Tableau 20. Consommation spécifique des clients FMBT

Appareils utilisés	Puissance nominale [W]	Nombre d'unités	Durée de marche [h/jour]	Consommation journalière [Wh]	Consommation mensuelle [kWh]	Effectif	Consommation totale mensuelle [kWh]
lampe	100	4	6	2 400	13 572	5	67 860
Décortiqueur	15 000	5	6	450 000			
TOTAL				452 400			



IV.2. Evolution de la demande en électricité

En fonction de l'étude socio-économique, l'étude de la demande consiste à évaluer la demande dans le temps en fonction des tarifs de l'électricité proposés et de l'évolution de critères socio-économiques. Elle présente :

- l'horizon de projet ;
- une prévision de l'évolution de la démographie, du nombre d'entreprises et des services publics ;
- une simulation du taux de raccordement et du développement de la consommation électrique par segment et pour l'ensemble de localité (kW et kWh, soit l'évolution de la courbe de charge de la localité) année par année sur l'horizon de projet ;
- un bilan de la puissance à installer.

IV.2.1. Horizon du projet

L'horizon du projet est fixé à 25 ans, durée de concession généralement admise pour les projets de réseaux hydroélectriques, dont le temps de retour sur investissement est généralement long.

IV.2.2. Prévision de l'évolution de la demande

La demande en électricité d'une localité augmente suivant l'évolution de la démographie et de la situation économique. Ainsi, nous allons estimer cette évolution en prenant en compte trois types de scénario sur l'horizon du projet.

Scénario probable

Afin de pouvoir estimer la demande en électricité, nous avançons les hypothèses suivantes pour le scénario probable :

- l'évolution du nombre de ménages cibles est égale au taux de croissance de la population ;
- le taux de pénétration est de 7.5 % par an ;
- le site est fonctionnel en 2015 ;
- la consommation moyenne des ménage est de 2 242, 45 kWh/an, retenue comme base initiale du calcul avec une augmentation annuelle de 5kWh/an (valeurs adoptées lors de l'étude de l'évolution de la demande en matière d'électrification rurale) ;
- on suppose qu'après la crise, Madagascar reprendra sa croissance économique comme avant la crise, soit un taux de croissance moyen de 6 %, ce qui suppose une



augmentation de 6 % par an du volume de la consommation des opérateurs économiques (commerces et entreprises),

- la demande en éclairage public et dans les services publics augmente de 2 % par an,

✚ Scénario optimiste

Le scénario optimiste suppose un taux de pénétration de 7,5 % par an, et une augmentation du volume de consommation des opérateurs à 10 % par an puis à 4% à la proche de la saturation de la capacité optimale.

✚ Scénario pessimiste

Le scénario pessimiste suppose un taux de pénétration de 2 % par an. Le tableau suivant montre l'évolution de la demande pour le scénario pessimiste.

D'après ces analyses, ce que nous allons retenir pour notre projet est le scénario probable.

IV.2.2.1. Les clients utilisant l'électricité pour la Lumière et Usage Domestiques (LUD)

IV.2.2.1.1. Les ménages

✚ Prévision de l'évolution du nombre de ménages cibles

En considérant que le taux d'évolution annuelle du nombre de ménages cibles est de 3,6 % (égal au taux de croissance de la population), le tableau suivant montre l'évolution annuelle du nombre de ménages cibles par catégorie.

Tableau 21. Evolution du nombre de ménages cibles

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Catégorie 1	140	149	158	168	179	190	202	215	228	243	258	274	291
Catégorie 2	93	99	105	112	119	126	134	143	152	161	171	182	194
Catégorie 3	78	83	88	94	100	106	113	120	127	135	144	153	162
TOTAL	171	182	193	205	218	232	247	262	279	296	315	335	356

ANNEE	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Catégorie 1	310	329	350	372	396	420	447	475	505	537	571	607	645
Catégorie 2	206	219	233	247	263	279	297	316	335	357	379	403	428
Catégorie 3	173	183	195	207	220	234	249	265	281	299	318	338	359
TOTAL	378	402	428	454	483	514	546	580	617	656	697	741	788



✚ Prévision de l'évolution annuelle de la consommation des ménages

La consommation des ménages est estimée augmenter de 5 kWh/an avec une consommation égale à 2 242,45 kWh/an.

Cette évolution figure dans le tableau ci-dessous.

Tableau 22. Evolution annuelle de la consommation des ménages

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8
Consommation [kWh]	2 242,45	2 247,45	2 252,45	2 257,45	2 262,45	2 267,45	2 272,45	2 277,45

ANNEE	9	10	11	12	13	14	15	16
Consommation [kWh]	2 282,45	2 287,45	2 292,45	2 297,45	2 302,45	2 307,45	2 312,45	2 317,45

ANNEE	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Consommation [kWh]	2 322,45	2 327,45	2 332,45	2 337,45	2 342,45	2 347,45	2 352,45	2 357,45	2 362,45

IV.2.2.1.2. Les commerces

✚ Prévision de l'évolution du nombre de commerces

Selon les ressources économiques des villages, on peut adopter un taux d'accroissement de 1,5 % du nombre des commerces.

Tableau 23. Evolution du nombre de commerces

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Grands commerçants	8	8	8	8	8	9	9	9	9	9	9	9
Petits commerçants	35	36	36	37	37	38	38	39	39	40	41	41
TOTAL	43	44	44	45	46	46	47	48	48	49	50	51

ANNEE	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Grands commerçants	10	10	10	10	10	10	10	11	11	11	11	11	11
Petits commerçants	42	42	43	44	44	45	46	46	47	48	49	49	50
TOTAL	51	52	53	54	55	55	56	57	58	59	60	61	61



✚ Prévision de l'évolution annuelle de la consommation des établissements de commerces

La consommation des établissements de commerces est estimée augmenter de 6 % par an du volume de consommation. Cela est dressé dans le tableau qui suit.

Tableau 24. Evolution annuelle de la consommation des établissements de commerces

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8
Consommation [kWh]	1 870,6	1 982,9	2 101,8	2 227,9	2 361,6	2 503,32	2 653,5	2 812,7

ANNEE	9	10	11	12	13	14	15	16
Consommation [kWh]	2 981,5	3 160,38	3 350	3 551	3 764,1	3 989,91	4 229,3	4 483,1

ANNEE	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Consommation [kWh]	4 752	5 037,2	5 339,4	5 659,8	5 999,3	6 359,3	6 740,87	7 145,3	7 574,04

IV.2.2.1.3. Les services publics

✚ Prévision de l'évolution du nombre de services publics

L'évolution du nombre de services publics est de 2 % par an et elle est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 25. Evolution du nombre de services publics

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Mairie	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Tranompokonolona	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CSB	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Dépôt de médicaments	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
EF I	10	10	10	11	11	11	11	11	12	12	12	12
EF II	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Eglises	20	20	21	21	22	22	23	23	23	24	24	25
Eclairages publics	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
TOTAL	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68	71	73



ANNEE	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Mairie	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2
Tranompokonolona	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CSB	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Dépôt de médicaments	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2
EF I	13	13	13	13	14	14	14	15	15	15	15	16	16
EF II	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Eglises	25	26	26	27	27	28	29	29	30	30	31	32	32
Eclairages publics	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
TOTAL	71	72	73	73	74	75	76	77	79	80	81	82	83

✚ Prévision de l'évolution annuelle de la consommation des services publics

L'énergie électrique destinée aux infrastructures communautaires est consommée dans la Mairie, dans le Centre de Santé de Base, dans les Ecoles publiques et privées, dans les églises et les éclairages publics.

Tableau 26. Evolution annuelle de la consommation des services publics

ANNEE	1	2	3	4	6	5	7	8
Consommation des services publics [kWh]	240 768,60	242 627,47	246 517,19	252 035,20	256 193,62	258 360,99	266 490,82	268 864,13

ANNEE	9	10	11	12	13	14	15	16
Consommation des services publics [kWh]	281 488,10	288 232,50	293 423,26	96 335,23	306 104,63	309 270,22	315 078,14	318 423,21

ANNEE	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Consommation des services publics [kWh]	335 559,11	339 313,80	350 953,71	361 920,45	374 328,03	381 879,82	386 560,92	335 559,11	339 313,80

IV.2.2.2. Les clients utilisant la Force Motrice Basse Tension (FMBT)

IV.2.2.2.1. Prévision de l'évolution du nombre de FMBT

Le service de puissance est composé des activités génératrices de revenu utilisant des décortiqueuses.

**Tableau 27. Prévision de l'évolution du nombre des FMBT**

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Décortiquerie	5	5	6	6	6	6	6	7	7	7	7	7
Atelier d'ouvrage bois	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
Atelier d'ouvrage métallique	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
Boulangerie	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TOTAL	5	5	6	7	8	8	8	10	10	10	10	10

ANNEE	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Décortiquerie	7	7	7	7	7	7	8	8	8	8	8	8	8
Atelier d'ouvrage bois	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2
Atelier d'ouvrage métallique	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2
Boulangerie	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TOTAL	10	10	10	10	10	10	12	12	12	12	13	13	13

D'après les enquêtes lors des reconnaissances sur terrain, on peut prévoir l'existence d'un atelier d'ouvrages-bois, d'un atelier d'ouvrages métalliques et d'une boulangerie dès la réalisation du projet.

IV.2.2.2.2. Prévision de l'évolution annuelle de la consommation des FMBT

L'évolution annuelle de la consommation des FMBT se résume dans le tableau ci-dessous :

Tableau 28. Evolution annuelle de la consommation des FMBT

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8
Consommation des FMBT [kWh]	168 630,0	177 061,50	223 097,49	251 042,36	328 053,48	344 456,16	361 678,96	460 944,78

ANNEE	9	10	11	12	13	14	15	16
Consommation des FMBT [kWh]	483 992,02	508 191,62	533 601,20	560 281,26	588 295,33	617 710,09	648 595,60	681 025,38

ANNEE	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Consommation des FMBT [kWh]	715 076,65	750 830,48	997 162,05	1 047 020,16	1 099 371,16	1 154 339,72	1 282 170,64	1 346 279,17	1 413 593,13

**RECAPITULATION**

Tous calculs faits, l'évolution annuelle de l'énergie consommée se présente dans le tableau ci-dessous :

Tableau 29. Evolution annuelle de l'énergie consommée

ANNEE	1	2	3	4	5
Ménages	2 242,45	2 247,45	2 252,45	2 257,45	2 262,45
Commerces	1 870,63	1 982,86	2 101,83	2 227,94	2 361,62
Services publics	240 768,60	242 627,47	246 517,19	252 035,20	256 193,62
FMBT	168 630,00	177 061,50	223 097,49	251 042,36	328 053,48
TOTAL	413 511,67	423 919,28	473 968,96	507 562,96	588 871,17

ANNEE	6	7	8	9	10
Ménage	2 267,45	2 272,45	2 277,45	2 282,45	2 287,45
Commerce	2 503,32	2 653,52	2 812,73	2 981,49	3 160,38
Services publics	258 360,99	266 490,82	268 864,13	276 622,06	258 360,99
FMBT	344 456,16	361 678,96	460 944,78	483 992,02	508 191,62
TOTAL	607 587,91	633 095,75	734 899,09	765 878,02	795 127,55

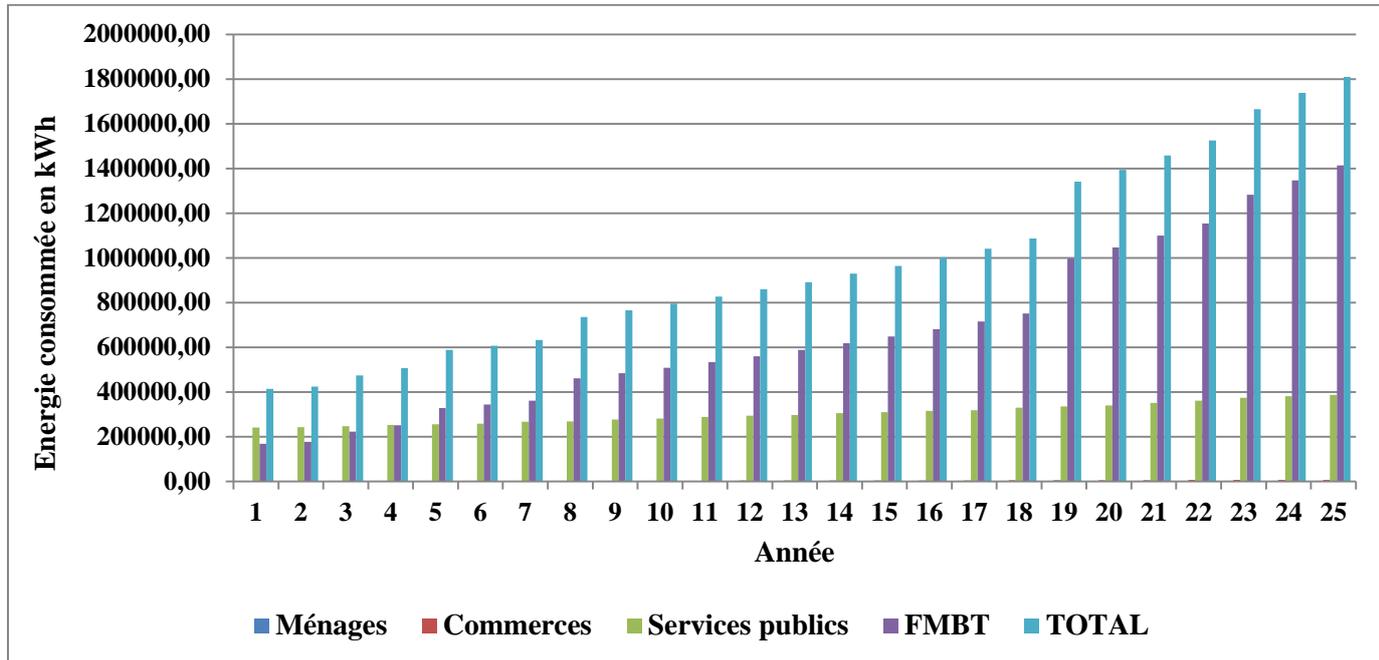
ANNEE	11	12	13	14	15
Ménage	2 292,45	2 297,45	2 302,45	2 307,45	2 312,45
Commerce	3 350,00	3 551,00	3 764,07	3 989,91	4 229,30
Services publics	288 232,50	293 423,26	296 335,23	306 104,63	309 270,22
FMBT	533 601,20	560 281,26	588 295,33	617 710,09	648 595,60
TOTAL	827 476,15	859 552,98	890 697,07	930 112,08	964 407,57

ANNEE	16	17	18	19	20
Ménage	2 317,45	2 322,45	2 327,45	2 332,45	2 337,45
Commerce	4 483,06	4 752,05	5 037,17	5 339,40	5 659,76
Services publics	315 078,14	318 423,21	329 194,84	335 559,11	339 313,80
FMBT	681 025,38	715 076,65	750 830,48	997 162,05	1 047 020,16
TOTAL	1 002 904,03	1 040 574,35	1 087 389,93	1 340 393,01	1 394 331,16

ANNEE	21	22	23	24	25
Ménage	2 342,45	2 347,45	2 352,45	2 357,45	2 362,45
Commerce	5 999,35	6 359,31	6 740,87	7 145,32	7 574,04
Services publics	350 953,71	361 920,45	374 328,03	381 879,82	386 560,92
FMBT	1 099 371,16	1 154 339,72	1 282 170,64	1 346 279,17	1 413 593,13
TOTAL	1 458 666,67	1 524 966,93	1 665 591,98	1 737 661,76	1 810 090,53

Les courbes ci-dessous résument l'évolution annuelle de l'énergie consommée de la localité.

Figure 4. Evolution annuelle de l'énergie consommée



IV.3. Evaluation des puissances.

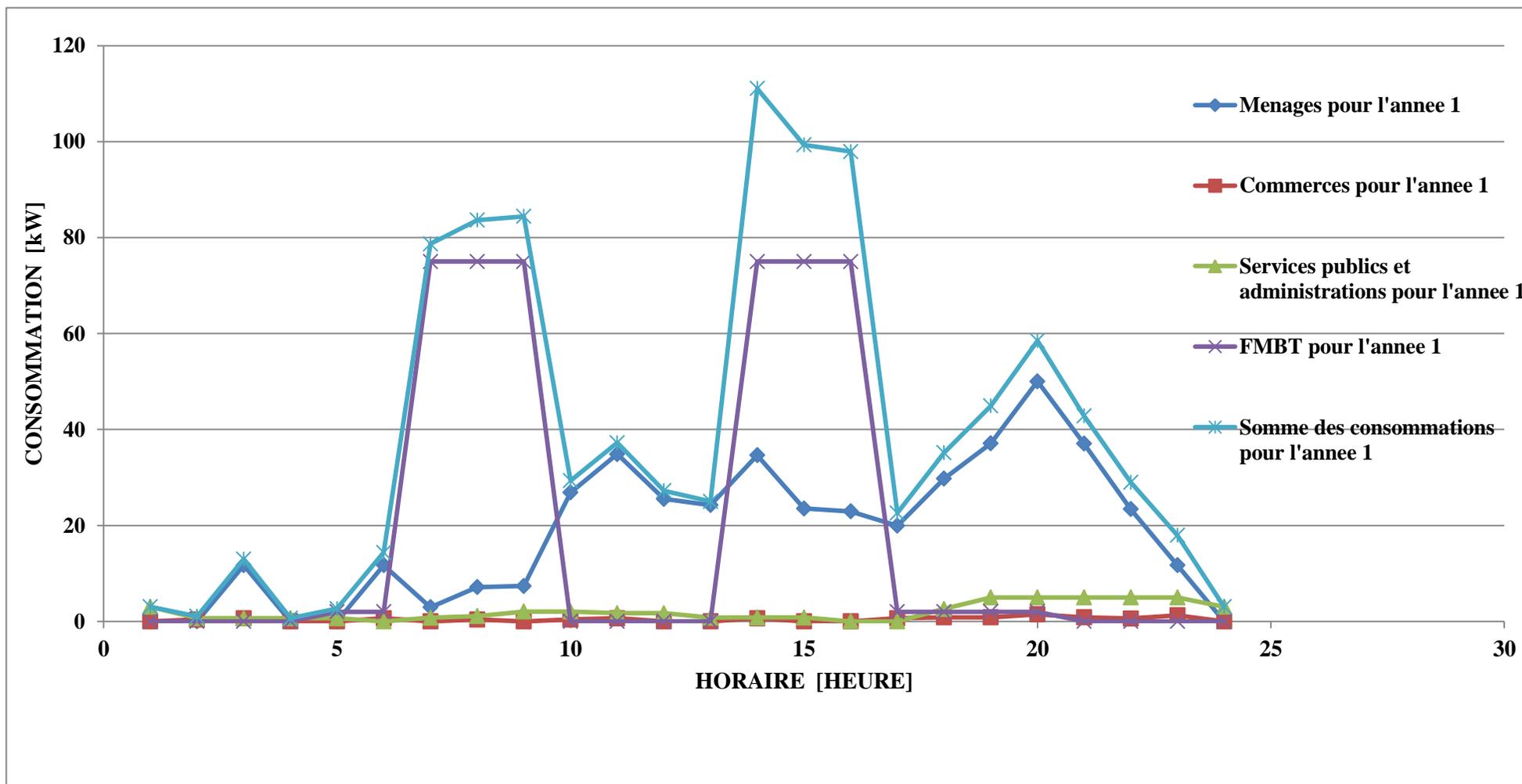
IV.3.1. Puissances journalières

L'évaluation des puissances journalières est obtenue en supposant que les appareils fonctionnent instantanément avec des coefficients de simultanéité convenables.

La figure 5 résume les puissances journalières pour l'année 1.



Figure 5. Courbes des charges journalières pour l'année 1



**IV.3.2. Pointe diurne**

La pointe diurne correspond à la puissance maximale demandée durant une journée (6h à 18h). D'après l'analyse de la puissance journalière, elle se trouve dans les intervalles de 8h à 12h et de 14h à 18h. Celle – ci est due aux utilisations des machines dans le secteur « ENTREPRISES ».

Tableau 30. Evolution de la pointe diurne

HORAIRE	8h à 12h et 14h à 18h											
ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
LUD												
Ménages	34,87	35,07	35,27	35,47	35,67	35,87	36,07	36,27	36,47	36,67	36,87	37,07
Commerces	0,83	1,03	1,23	1,43	1,63	1,83	2,03	2,23	2,43	2,63	2,83	3,03
Services publics	2,59	2,69	2,79	2,89	2,99	3,09	3,19	3,29	3,39	3,49	3,59	3,69
FMBT	15,00	15,40	15,80	16,20	16,60	17,00	17,40	17,80	18,20	18,60	19,00	19,40

HORAIRE	8h à 12h et 14h à 18h													
ANNEE	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
LUD														
Ménages	37,27	37,47	37,67	37,87	38,07	38,27	38,47	38,67	38,87	39,07	39,27	39,47	39,67	
Commerces	3,23	3,43	3,63	3,83	4,03	4,23	4,43	4,63	4,83	5,03	5,23	5,43	5,63	
Services publics	3,79	3,89	3,99	4,09	4,19	4,29	4,39	4,49	4,59	4,69	4,79	4,89	4,99	
FMBT	19,80	20,20	20,60	21,00	21,40	21,80	22,20	22,60	23,00	23,40	23,80	24,20	24,60	

IV.3.3. Pointe nocturne

La pointe nocturne correspond à la puissance maximale demandée durant une nuit (18h à 6h). D'après l'analyse de la puissance journalière, elle se trouve dans l'intervalle de 18h à 22h.

Son évolution se résume comme suit.

*Tableau 31. Evolution de la pointe nocturne*

HORAIRE	18 h à 22h											
ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
LUD												
Ménages	50	50,53	51	51,53	52,03	52,53	53,03	53,53	54,03	54,53	55,03	55,53
Commerces	1,48	1,59	1,70	1,81	1,92	2,03	2,14	2,25	2,36	2,47	2,58	2,69
Services publics	4,99	5,04	5,09	5,14	5,19	5,24	5,29	5,34	5,39	5,44	5,49	5,54
FMBT	0,4	0,44	0,48	0,52	0,56	0,6	0,64	0,68	0,72	0,76	0,8	0,84

HORAIRE	18 h à 22h												
ANNEE	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
LUD													
Ménages	56	56,53	57	57,53	58,03	58,53	59,03	59,53	60,03	60,53	61,03	61,53	62
Commerces	2,8	2,905	3,02	3,125	3,235	3,345	3,455	3,565	3,675	3,785	3,895	4,005	4,12
Services publics	5,59	5,64	5,69	5,74	5,79	5,84	5,89	5,94	5,99	6,04	6,09	6,14	6,19
FMBT	0,88	0,92	0,96	1	1,04	1,08	1,12	1,16	1,2	1,24	1,28	1,32	1,36



Troisième partie :
ETUDE TECHNIQUE

Chapitre V. ETUDE CARTOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

V.1. Etude cartographique

Afin de préciser les limites et la surface du bassin versant du site d'Antohaka, on a mené une étude cartographique permettant de positionner le tracé général des ouvrages hydrauliques et de génie civil ainsi que l'accès au site. Cela est illustré par la figure ci-dessous:

Carte 3. Situation géographique de la zone d'étude



V.2. Etude topographique

V.2.1. Description topographique du site

Le site d'Antohaka sur la rivière de Saranambana est constitué d'une chute qui s'étend sur une trentaine de mètres environ, qui s'élargit légèrement en aval de la chute. La dénivellation totale relevée lors des travaux topographiques est de 55 mètres sur une distance de 600 m environ. Les affleurements rocheux sont observés partout sur l'emplacement du barrage et de la prise d'eau et on envisage d'implanter le barrage au niveau de la première chute.

Les caractéristiques topographiques et la facilité d'accès justifient l'implantation de l'aménagement sur la rive gauche. Les travaux topographiques effectués sur le site ont précisé les caractéristiques techniques du site et plus particulièrement la hauteur de chute exploitable. D'après les levés topographiques effectués au niveau du site, on peut fournir les plans d'aménagements suivants qui figureront en annexe 1 :

- Plan 01 : Levé d'ensemble planimétrique et altimétrique ;
- Plan 02 : Plan d'ensemble de l'aménagement ;
- Plan 03 : Profil en travers au 1/200^{ème} au droit de la chute



Chapitre VI. ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE L'AMENAGEMENT

Ce chapitre consiste à caractériser les formations géologiques et géotechniques (c'est-à-dire les sols d'implantation des ouvrages) du terrain ainsi que les lieux d'emprunt des matériaux utiles (déblai, remblai, etc.) lors de la phase de réalisation du projet. Ceux-ci dans le but de pouvoir évaluer ainsi que d'assurer la sécurité des fondations, la perméabilité des terrains et la stabilité des pentes.

VI.1. Etude géologique

L'étude géologique constitue une étape primordiale avant la descente sur terrain. Elle se base sur la compilation des données géologiques, sur l'étude sur carte géologique et de la numérisation de l'esquisse géologique du site à partir de la carte géologique U43 et V43 ainsi que des recherches bibliographiques.

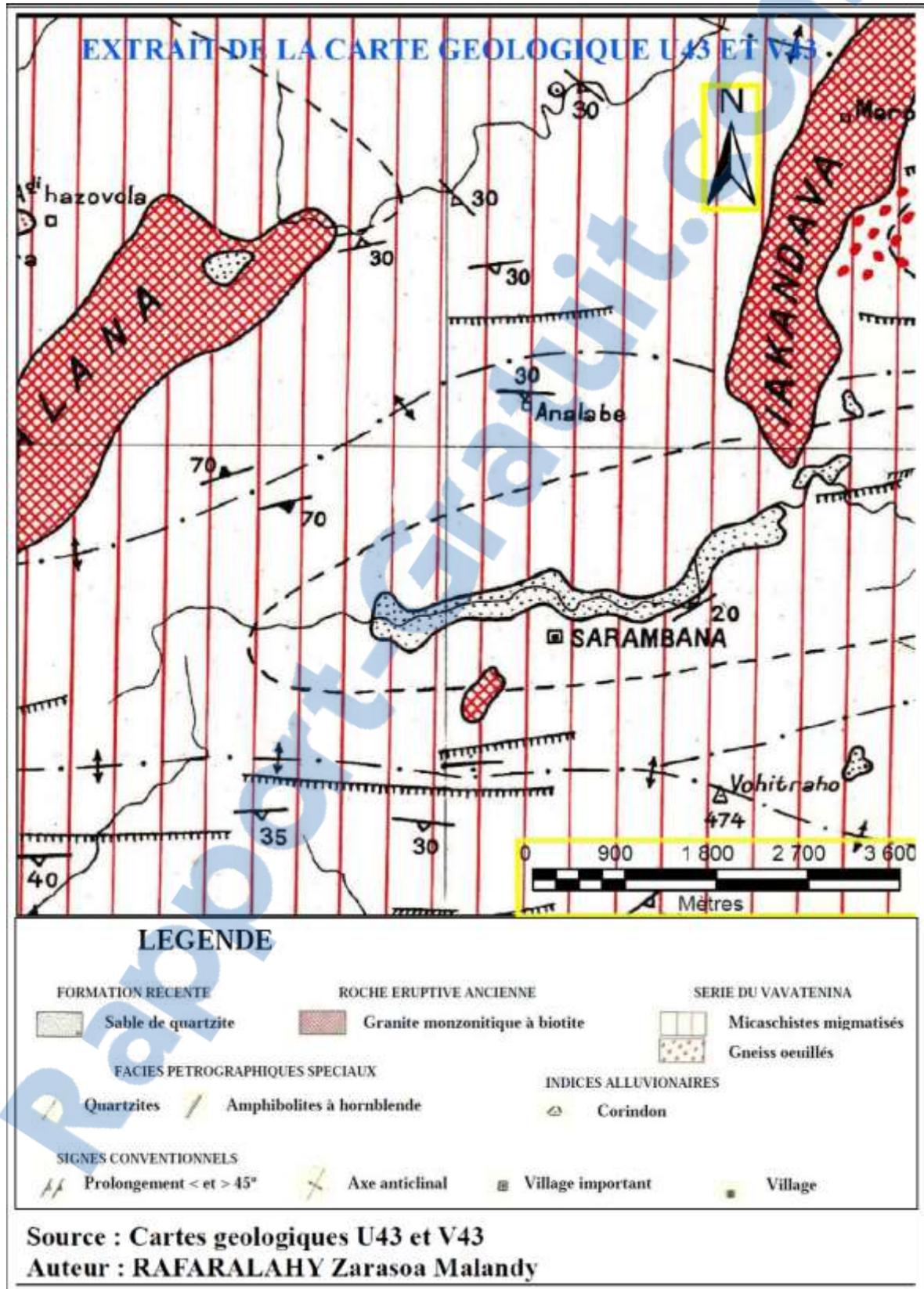
VI.1.1. Etudes bibliographiques

Les études bibliographiques ont été effectuées au sein de la bibliothèque nationale de géologie à Ampandrianomby. Pour cela, on a feuilleté quelques ouvrages concernant les études géologiques antérieures de la zone d'étude.

VI.1.2. Etude sur carte géologique

Notre zone d'étude se trouve dans la partie nord-est de Madagascar, dans la région Analanjirofo, District de Fenoarivo-Atsinanana, Commune Rurale de Saranambana. Le site de l'aménagement hydroélectrique se nomme Antohaka, se trouvant pas loin du fokontany d'Ambodihasy (environ à 1,5 km), son fokontany d'appartenance. Cela est illustré par la présente figure.

Carte 4. Carte géologique de la Commune Rurale de Saranambana



VI.1.3. Etude géologique sur site

La détermination de la nature et de la qualité des roches du site et des sols de fondation des ouvrages de génie civil (barrage, canal d'amenée, chambre de mise en charge, conduite forcée, bâtiments de la centrale) a été effectuée à partir de l'étude géologique sur le site proprement dit.

VI.1.3.1. Terrain d'implantation du barrage

Le site d'implantation de l'ouvrage se situe dans une zone à morphologie rocheuse comme le montre la figure ci-dessous :

Photo 6. Morphologie du site du barrage



VI.1.3.2. Terrain d'implantation de la prise d'eau ou du déssableur

Les investigations sur terrain ont permis d'arriver à la conclusion qu'il sera préférable d'implanter le canal d'amenée et la conduite forcée sur la rive gauche pour la raison de la géomorphologie du terrain. Effectivement, cet aménagement en rive gauche sera creusé dans des formations rocheuses dont les rayons peuvent atteindre quelques mètres.

VI.1.3.3. Terrain d'implantation des ouvrages d'amenée

Le canal d'amenée sera tracé dans des roches gneissiques.



VI.1.3.4. Terrain d'implantation de la chambre de mise en charge et de la conduite forcée

La chambre de mise en charge sera construite sur des sols de type granitiques. Tandis que la conduite forcée sera installée sur un sol de même type que celui du canal d'amenée.

VI.1.3.5. Terrain d'implantation des bâtiments

Ce terrain se situe sur le point le plus bas de l'aménagement, à proximité de la rivière. Le terrain repose sur une terrasse à très faible pendage.

VI.2. Etude géotechnique

Cette étude a été effectuée sur la base des éléments structuraux de la carte géologique de Fenoarivo-Atsinanana et Vavatenina, respectivement N° U43 et V43 et des observations des éléments lors de notre descente sur terrain.

VI.2.1. Etude sur carte géologique

Les observations sur carte géologique ont permis de n'identifier aucun accident tectonique majeur tel que faille qui pourrait compromettre la faisabilité de l'aménagement. Les formations rocheuses ne contiennent pas de fractures qui risqueraient de causer la perméabilité des ouvrages de génie civil.

VI.2.2. Interventions et observations sur terrain

Les reconnaissances géotechniques in situ se sont faites de la manière suivante :

- une observation des venues d'eau sur les côtes du talus et sur le sol rocheux pour l'implantation du barrage ;
- une observation visuelle de la continuité de la formation rocheuse vers le talus et la rizière ;
- une mini-tranchée afin d'évaluer la nature du sol en vue de voir la stabilité des pentes.

Les résultats de ces différentes observations et interventions sont les suivantes :

❖ la formation rocheuse au niveau de son implantation s'étend au delà du lit de la rivière ;

Cela revient à dire que le barrage sera construit sur une fondation rocheuse d'assise stable.



Ces roches sont dures et ne contiennent pas de fracture risquant l'infiltration massive d'eau c'est-à-dire l'affouillement au niveau du barrage. Au droit du barrage, de part et d'autre des deux rives en général, les berges sont constituées de sols non meubles qui sont pratiquement peu érodables.

- ❖ le terrain d'implantation des ouvrages de génie civil est prévu sur la rive gauche à cause de la géomorphologie du terrain et de l'existence des champs agricoles à la rive droite ;
- ❖ le canal d'amenée sera creusé sur des sols assez perméables et non érodables. L'angle des talus est assez fort. En plus, la présence des végétations constitue un renforcement de sa stabilité ;
- ❖ la chambre de mise en charge sera construite à un emplacement propice. Le terrain est constitué de sol latéritique garantissant la stabilité de l'ouvrage ;
- ❖ le tracé de la conduite forcée repose sur un sol dont la nature ne pose pas de problèmes d'ancrages ;
- ❖ le bâtiment de la centrale sera installé sur une fondation présentant une pente faible et sur un sol stable.

VI.3. Détermination des lieux d'approvisionnement des matériaux

Ce paragraphe va parler brièvement des lieux d'approvisionnement des matériaux nécessaires lors de la phase de réalisation du projet. Plus particulièrement ceux des remblais, de déblais ainsi que des moellons pour la confection de la maçonnerie.

D'après les études géologiques du site effectués dans le chapitre précédent, on peut dire que :

- les terres relevées à partir des zones déblayées peuvent servir de remblai dans les parties à remblayer. En d'autres termes, les déblais sont satisfaisantes en qualité et en quantité pour être ensuite utilisés comme remblais ;
- de par le fait des formations géologiques du site, on n'aura plus besoin d'acheter des moellons. Les types de roches existantes sur le site remplissent les conditions nécessaires pour la confection des moellons.



Chapitre VII. ETUDE CLIMATOLOGIQUE

La climatologie, branche de la géographie physique, est l'étude du climat, c'est-à-dire de la succession des conditions météorologiques sur de longues périodes dans le temps. Avant d'entamer une étude hydrologique en vue d'un projet quelconque, on ne doit jamais négliger cette phase car c'est de la variation climatique que dépend la totalité du comportement hydrologique d'une zone bien définie.

Le climat est défini par plusieurs facteurs dont la température, les précipitations, l'évapotranspiration, l'humidité atmosphérique, la vitesse du vent, les cyclones, le rayonnement solaire, etc. Mais les plus importants et que nous allons étudier sont les quatre premiers paramètres cités précédemment.

VII.1. La température

Dans notre zone d'étude, il fait presque chaud toute l'année, et la température moyenne annuelle est de 24 °C. Généralement, les plus fortes chaleurs sont enregistrées pendant le mois de Janvier La moyenne des maxima du mois le plus chaud tourne autour de 27 °C tandis que la moyenne des minima oscille autour de 22,2 °C. Les mois les plus frais se situent en Juillet et en Août.

Faute d'accessibilité aux données, on n'a pas pu avoir les données de température de la zone proprement dite mais on a pris celles de Mananara Avaratra se situant à proximité, toujours dans la région d'Analanjirifo pour pouvoir poursuivre notre étude.

Tableau 32. Valeurs normales des températures à Mananara Avaratra de 1951 à 1980

Période : 1951 - 1980				Latitude : 15° 26' S Longitude : 49° 44' E						Altitude : 4 m			
	Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
		Normales	Tn	21,4	21,7	21,6	21,1	19,5	18,1	17,3	17,2	17,3	18,1
	Tx	30,8	30,9	29,9	28,8	27,4	25,6	24,7	24,7	25,8	27,5	29,5	30,7
	Tm	26,1	26,3	25,7	25	23,5	21,8	21	21	21,5	22,8	24,6	25,9
Absolues	Tna	16,2/63	17,6/60	17,3/63	16/64	12/64	10,8/59	09,3/64	10,3/63	11,7/77	11,5/71	13,2/65	17/70
	Txa	37/71	36,8/78	36,8/80	35,2/78	33,2/73	32,5/72	28,1/76	29/77	31,2/68	33/59	36,8/60	36,3/74

Source : Service météorologique Ampandrianomby



VII.2. Les précipitations

Occasionnée par sa position naturelle, bordant l'Océan Indien et exposée au vent de l'Est, la pluviométrie dans la zone d'étude est répartie entre 180 et 300 jours par an. Entre les mois d'Octobre et d'Avril, la région reçoit de très fortes précipitations avec une moyenne mensuelle pouvant aller de 80 à 160 mm. Par contre, de Mai en Septembre, saison relativement sèche, elle connaît un climat relativement frais avec des précipitations moins importantes qu'en saison humide. Le climat est assez homogène au niveau de la région, caractérisé par l'abondance des précipitations apportées par les courants d'Est. La précipitation dans la région détient le record absolu en volume à Madagascar en raison de condition de site assez particulière. De plus, le fait qu'elle est soumise à des périodes cycloniques fait aussi augmenter davantage la quantité de pluie.

Pour notre part, on se limite à l'étude des pluies c'est-à-dire de la pluviométrie car c'est le seul type de précipitation qu'on puisse exploiter à notre niveau.

Compte tenue du fait qu'on n'a pas pu identifier des stations pluviométriques à l'endroit du site, on utilisera les données pluviométriques de deux stations se trouvant à ses environs : la station de Fenoarivo-Atsinanana et la station d'Imerimandroso Centre.

VII.3. L'humidité atmosphérique

L'humidité atmosphérique est l'un des éléments essentiels du cycle hydrologique ; source de toutes les précipitations, elle contrôle en outre pour une large part, les taux d'évaporation du sol et de la couverture végétale.

L'humidité atmosphérique est, dans l'ensemble de la zone importante. En toute saison, une humidité atmosphérique oscillant entre 92 à 97 %.

VII.4. L'évapotranspiration

L'évapotranspiration vient de deux mots : évaporation et transpiration. D'une part, les hydrologues désignent par évaporation l'ensemble des phénomènes qui transforment en vapeur, par un processus spécifiquement physique, l'eau apportée par les précipitations et la renvoient dans l'atmosphère. D'autre part, de grandes quantités d'eau sont évaporées par le processus de la transpiration des plantes, lesquelles par leurs racines vont puiser dans le sol l'eau nécessaire à leurs développements et à leurs vies ; cette évaporation biologique est appelée transpiration.



En résumé la notion d'évapotranspiration regroupe les deux processus précités, à savoir l'évaporation directe de l'eau du sol et la transpiration par les plantes. Sur un sol présentant une couverture végétale, même partielle, les échanges par transpiration sont quantitativement plus importants que les échanges par évaporation directe.

D'une manière générale, l'évapotranspiration est conditionnée par : les conditions climatiques, celles liées au sol, et la végétation.

On peut distinguer plusieurs notions dans l'évapotranspiration mais ce que nous allons prendre en compte est l'évapotranspiration potentielle, qui, est définie comme l'ensemble des pertes en eau par évaporation et transpiration d'une couverture végétale en pleine période de croissance, et abondamment pourvue en eau.

VII.5. Le climat

En définitive, le climat de la zone d'étude appartient au climat de la côte Est de Madagascar qui est du type tropical chaud et humide. La dissymétrie du relief et l'orientation des alizés déterminent un versant oriental exposé au vent. Pendant l'été à un vent de mousson soufflant du sud vers l'est s'ajoutent, de Janvier à Mars, des cyclones irréguliers mais toujours redoutés. Néanmoins, la vulgarisation de la stratégie en matière de la prévention des aléas climatiques initiée par l'Etat et appliquée par la Région (en tant qu'institution) et plusieurs projets (Care International, ...) tendent à diminuer les risques y afférents. La mise en place d'un système d'alerte précoce et d'une structure d'intervention qui descendra jusqu'aux communes y est vivement souhaitée.

La façade orientale de l'Ile, soumise aux alizés du sud-est, reçoit de fortes précipitations et connaît des températures élevées atteignant 33 °C. La région reçoit presque tout au long de l'année une précipitation caractéristique de la région. Dominé par une très forte humidité et une chaleur constante, le climat de la Région d'Analanjirofo conditionne beaucoup la morphologie des plaines alluviales et permet toute une gamme de cultures riches destinées à l'exportation (café, girofle, canne à sucre, fruits...).



Chapitre VIII. ETUDE HYDROLOGIQUE

VIII.1. Généralités

VIII.1.1. Définition

L'hydrologie est l'étude de la distribution et de la circulation de l'eau dans la nature d'après le Glossaire International d'Hydrologie en 2001. En d'autres termes, c'est la science qui a pour objet l'étude des eaux, de leur nature et de leurs diverses propriétés ainsi que de son évolution à la surface de la terre, en dessous de la terre et dans l'atmosphère.

Parmi toutes les sciences hydrologiques, on se concentrera surtout sur l'hydrologie de surface tout en tenant compte des autres paramètres indispensables à son étude notamment de la climatologie dont les détails pour notre zone d'étude ont été déjà vus dans le chapitre précédent.

VIII.1.2. But

Le principal but de l'étude hydrologique dans un projet d'aménagement est d'analyser et de déterminer les débits d'un cours d'eau pour une période de retour T . En effet, l'hydrologie de surface a pour objectifs de :

- constituer des bases de données mesurées sur de longues années (pluie, débit, etc.) ;
- attribuer une valeur aux paramètres nécessaires pour la conception, le dimensionnement et la gestion d'un ouvrage hydraulique.

Entre autres, la mise en place des centrales hydroélectriques requiert une étude hydrologique approfondie et précise. Ainsi, l'évaluation des différentes valeurs du débit tant les débits disponibles que les débits extrêmes s'avère indispensable afin de pouvoir caler et dimensionner les ouvrages adéquats au projet. Mais surtout afin d'assurer le bon déroulement des travaux de génie civil, le bon fonctionnement des ouvrages ainsi que leur pérennité.

Ce chapitre sur l'étude hydrologique se concentrera sur la délimitation du bassin versant en question et surtout sur la détermination des valeurs des débits.



VIII.2. Etude pluviométrique

L'étude pluviométrique constitue un facteur primordial de genèse de crue. Elle a pour buts de :

- déterminer la hauteur et l'intensité des pluies dans la zone d'étude ;
- d'évaluer les apports du bassin versant et les débits de crue en fonction de la fréquence des pluies, ce qui permet d'estimer la quantité d'eau annuelle qui se déverse dans le réservoir ;
- d'appréhender le mécanisme de l'écoulement dans le bassin versant pendant la période d'observation.

VIII.2.1. Constitution des données pluviométriques

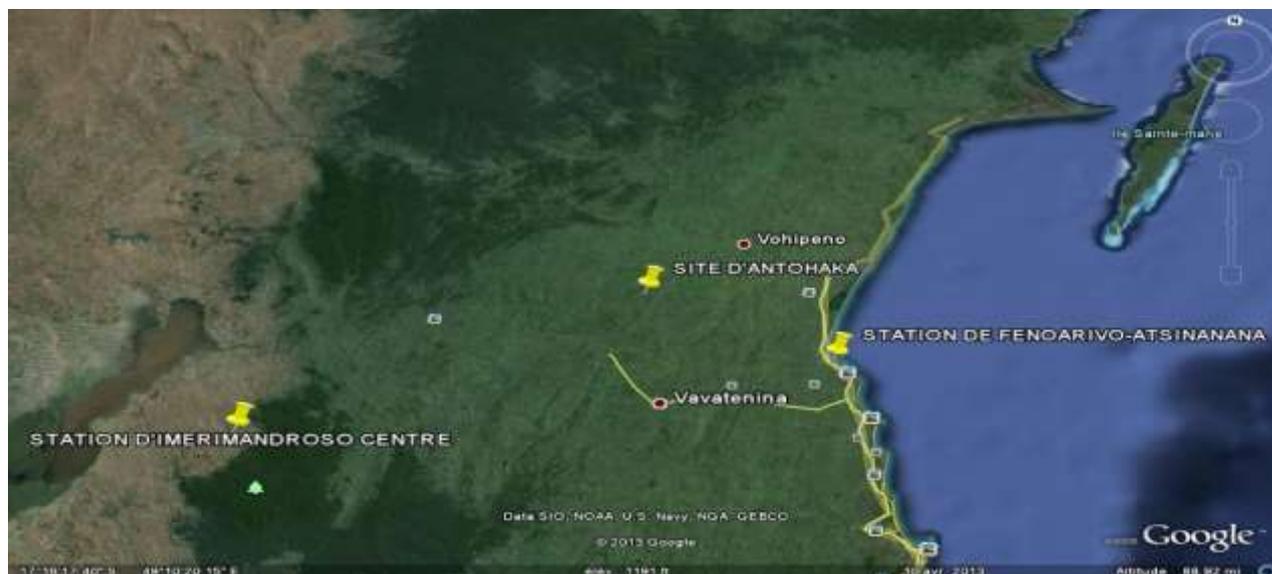
Pour cette étude, on dispose des données pluviométriques (pluies moyennes mensuelles et pluies maximales journalières) de deux stations pluviométriques situées aux environs du site. Ces données s'étendent sur une observation de 30 ans allant de l'année 1951 à 1980. On se limitera donc à l'utilisation de ces données en termes de pluviométrie.

La pluviométrie du site sera recherchée en faisant la somme des valeurs par pondération au niveau des stations connues, pondération qui s'effectuera à l'aide des coefficients dits d'éloignement obtenus à partir de la distance du site par rapport aux deux stations pluviométriques à savoir les stations d'Imerimandroso centre et de Fenoarivo-Atsinanana, stations possédant des données exploitables.

La situation géographique du site par rapport à ces deux stations a permis le choix de l'utilisation de leurs données, en se basant sur la distance et les pluviométries enregistrées aux stations. L'objectif est d'obtenir des résultats plus précis sur la pluviométrie de la zone d'influence.

La figure suivante présente un aperçu de la position géographique du site d'Antohaka par rapport aux deux stations pluviométriques.

Photo 7. Aperçu des stations pluviométriques par rapport au site



Source : Google Earth

Les caractéristiques de ces stations pluviométriques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 33. Caractéristiques des stations pluviométriques utilisées

Station	Latitude	Longitude	Distance du site km
Fenoarivo-Atsinanana	17°23'S	49°25'E	28,99
Imerimandroso centre	17°32'40"S	48°40'45"E	60,05

Source: BE BETC Nanala Besarety

VIII.2.2. Analyse statistique des pluies

VIII.2.2.1. Base de la méthode

En hydrologie, on parle d'hydrologie déterministe lorsqu'on étudie les phénomènes physiques à travers la ou les lois qui les régissent. On peut également parler d'hydrologie probabiliste lorsqu'on dégage les paramètres statistiques de l'échantillon de réalisations étudiées. Les grandeurs étudiées telles que les pluies et les débits seront considérées d'un point de vue mathématique comme des variables aléatoires.



Une variable aléatoire est le résultat caractéristique d'une épreuve qui dépend du hasard. Connaître une variable aléatoire c'est connaître sa fonction de probabilité à travers l'approche de son expression mathématique ou graphique. D'une manière générale, on ne connaît pas l'expression mathématique de cette fonction de probabilité. On connaît seulement N réalisations de la variable aléatoire et pour approcher la fonction de probabilité de la variable aléatoire, on se base sur l'échantillon des réalisations.

Il est à noter qu'il s'agit de la probabilité de réalisation de l'évènement au cours d'une année et que l'année peut être quelconque. Ce qui implique que l'on fait l'hypothèse que cette probabilité garde une valeur constante quelle que soit l'année considérée. Dans ces conditions, on pourra déduire les notions suivantes.

- X est la variable aléatoire à étudier (hauteur d'eau, précipitation journalière, débit de pointe d'une crue,...)

- $F(X)$ est la fonction de répartition, qui est la probabilité pour que cette variable aléatoire X soit inférieure ou égale à x : $F(x) = \text{prob}[X \leq x]$ où x est une valeur que peut prendre X . En d'autre terme $F(x)$ est la fonction de non dépassement qui tend asymptotiquement vers 1 quand X tend vers l'infini. Elle est liée à la fonction de dépassement par la relation qui suit :

$$P(x) = 1 - F(x) \quad (02)$$

- T est le temps de retour généralement défini comme l'inverse de la fréquence de non dépassement F ou de la fréquence de dépassement P .

$$T = \frac{1}{P} = \frac{1}{1 - F} \quad (03)$$

- Un échantillon de N valeurs de X_i se caractérise :

- d'une part par ces valeurs centrales comme la moyenne algébrique \bar{X} telle que :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad (04)$$

- d'autre part par des paramètres de dispersion tels que :

- Variance ou moment centré d'ordre 2 : $\sigma^2 = \frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{N}$
- Moment centré d'ordre 3 : $\mu_3 = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum(X_i - \bar{X})^3$



VIII.2.2.1.2. Pluies moyennes mensuelles et annuelles

✚ Définition

Par définition, la pluviométrie moyenne mensuelle respectivement annuelle d'une série d'observations est la moyenne arithmétique des pluviométries mensuelles respectivement annuelles enregistrées pendant les années d'observation de la série.

Les données pluviométriques mensuelles des deux stations s'étendant sur 30 années d'observations figurent dans l'annexe 3 du présent ouvrage.

✚ Constitution de la série de données pluviométriques moyennes pour le site

Les données pluviométriques moyennes à utiliser pour l'étude hydrologique de notre bassin versant a été obtenu en faisant la somme des pondérations des différentes valeurs des données pluviométriques des deux stations de manière inversement proportionnelle à la distance.

Ces pondérations ont été obtenues à l'aide de la méthode par inverse distance qui s'est déroulée de la manière suivante :

- nous avons mesuré les distances du lieu du site par rapport aux deux stations pluviométriques prises en compte ;
- nous avons associé à ces distances des coefficients d'éloignement tels que :

$$\alpha_1 = \frac{D_1}{D} \quad \text{et} \quad \alpha_2 = \frac{D_2}{D} \quad (05)$$

Avec

- α_1 : coefficient d'éloignement associé à la station pluviométrique d'Imerimandroso Centre
- α_2 : coefficient d'éloignement associé à la station pluviométrique de Fenoarivo-Atsinanana
- D_1 : distance du site par rapport à la station pluviométrique d'Imerimandroso Centre
- D_2 : distance du site par rapport à la station pluviométrique de Fenoarivo-Atsinanana
- D : somme des deux valeurs de distances D_1 et D_2

- nous avons ajusté la série de données pluviométriques mensuelles des stations d'Imerimandroso Centre et de Fenoarivo-Atsinanana en multipliant les valeurs par les coefficients d'éloignements respectifs.

Les résultats de ces différentes étapes de calcul seront présentés en annexe 3.



✚ Pluies moyennes de différentes fréquences

Les pluies de différentes fréquences seront déterminées en appliquant aux données pluviométriques du site d'Antohaka des lois de distributions classiques telles que la loi de GAUSS ou la loi de GIBRAT-GALTON. Pour notre part ; on prendra la loi de GAUSS.

VIII.2.2.2. Ajustement suivant la loi de Gauss

La loi de GAUSS appelée encore loi normale est définie par la fonction de répartition de la forme :

$$F(X) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (06)$$

Ici, la variable aléatoire à étudier est la pluie P donc l'équation devient:

$$F(P) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (07)$$

Où

$$u = \frac{P - \bar{P}}{\sigma} \quad (08)$$

Avec:

- u : variable réduite
- \bar{P} : moyenne arithmétique de la série de pluies en [mm]
- σ : écartype de la série de pluies

Les pluies moyennes de différentes fréquences sont déterminées à partir de l'expression suivante:

$$P_T = u \sigma + \bar{P}_{annuelle} \quad (09)$$

Avec

- P_T : pluie de période de retour T en mm
- u : variable réduite
- $\bar{P}_{annuelle}$: moyenne arithmétique de la série de pluies en mm
- σ : écartype de la série de pluies



Les résultats de l'ajustement sont les suivants:

Tableau 34. Ajustement des pluies moyennes mensuelles selon la loi de GAUSS

T [ans]	Année sèche						Année médiane	Année humide					
	5	10	20	25	50	100		2	5	10	20	25	50
u	-0,84	-1,28	-1,64	-1,75	-2,05	-2,33	0	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33
σ	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15
\bar{P} (mm)	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75
P_T (mm)	1708,55	1659,20	1618,83	1606,49	1572,85	1541,45	1802,75	1896,96	1946,30	1986,68	1999,01	2032,66	2064,06

Les détails de calcul se trouvent dans l'annexe 3.

VIII.2.2.3. Test de validité de χ^2

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique d'un échantillon, ne présente qu'approximativement la population étudiée. L'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation.

Par ailleurs, comme nous venons de le voir, sur un échantillon donné, plusieurs lois de distribution peuvent être appliquées. Les résultats peuvent diverger notablement d'une loi à une autre. Par conséquent, il convient de vérifier la validité de ces ajustements. Pour cela, on utilise le test de χ^2 .

VIII.2.2.3.1. Procédé pratique de calcul

➤ L'échantillon des N valeurs classées par ordre croissant ou décroissant selon le choix, est divisé en K classes selon l'expression :

$$K = 1 + \frac{10}{3} \log N \quad (10)$$

La largeur de la chaque classe est définie en appliquant la formule :

$$\Delta = \frac{\text{valeur maximale de l'échantillon} - \text{valeur minimale de l'échantillon}}{K} \quad (11)$$



On calcule chaque variable réduite u correspondant à chaque classe suivant l'expression :

$$u = \frac{P - \bar{P}}{\sigma} \quad (12)$$

Avec

- u : variable réduite
- \bar{P} : moyenne arithmétique de la série de pluies en mm
- σ : écartype de la série de pluies

➤ On lit sur la table de la fonction de répartition de la loi normale réduite les valeurs des probabilités de trouver une valeur inférieure à u correspondant à chaque valeur de la variable réduite pour pouvoir trouver les valeurs y correspondant. Pour ce faire, on applique la formule:

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (13)$$

➤ On détermine le nombre théorique V_i des valeurs (sur un échantillon de N valeurs) affectées à la classe i par la relation :

$$V_i = N F(u) \quad (14)$$

➤ On calcule la valeur de :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - V_i)^2}{V_i} \quad (15)$$

On cherche sur les tables du χ^2 (annexe 3) correspondant au seuil choisi (généralement 5 %) la probabilité de dépassement P correspondant au nombre de degré de liberté égal à :

$$m = K - t - 1 \quad (16)$$

Avec

- m : nombre de degré de liberté
- K : nombre de classes de l'échantillon
- t : nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition F

➤ Comparer la valeur de χ^2 calculée avec la valeur lue sur la table.

Si $\chi^2_{\text{calculée}} \leq \chi^2_{\text{table}}$ alors la loi est acceptable. Dans le cas contraire, elle sera rejetée.

VIII.2.2.3.2. Résultat

Tableau 35. Test de validité de la loi de GAUSS

K	Bornes	n_i	F(u)	V_i	χ^2
1	$]-\infty; -3,39[$	1	0,0100	0,3	0,1633
2	$]-3,39; -1,95[$	3	0,0253	0,8	0,6634
3	$]-1,95; -0,51[$	9	0,2794	8,4	0,0046
4	$]-0,51; 0,92[$	8	0,1262	3,8	0,4690
5	$]0,92; 2,36[$	7	0,1697	5,1	0,0716
6	$]2,36; +\infty[$	2	0,0100	0,3	0,9633
		30		18,6	2,3353

$m = 6 - 2 - 1 = 3$ alors $P(3) = 7,81$ (lue sur la table de χ^2)

$$\chi^2_{\text{calculée}} = 2,33 < \chi^2_{\text{table}} = 7,81$$

D'où la loi normale est acceptable.

VIII.2.2.4. Répartition des pluies de différentes fréquences

Pour obtenir la répartition mensuelle de la pluviométrie pour une période de retour, nous devons connaître le pourcentage mensuel des pluviométries et la valeur de la pluviométrie moyenne interannuelle P.

Cette répartition mensuelle est exprimée par la formule suivante :

$$P_{Fj} = (\%P_j)P_F \quad (17)$$

Avec

P_{Fj} : pluviométrie de la fréquence F pour le mois j en mm

$\%P_j$: pourcentage de la pluviométrie pour le mois j en %

P_F : pluviométrie de fréquence F en mm

Pour l'année sèche c'est-à-dire $F = \frac{1}{T}$, on a $P_F = \bar{P} - u \sigma$

Pour l'année humide c'est-à-dire $F = 1 - \frac{1}{T}$, on a $P_F = \bar{P} + u \sigma$



Avec :

- \bar{P} : pluviométrie moyenne interannuelle en mm
 σ : écartype
 u : variable réduite correspondant aux différentes fréquences

Le tableau ci-dessous indique les valeurs de la variable réduite u dans la loi normale pour les différentes périodes de retour.

Tableau 36. Valeurs de la variable réduite pour la loi normale

T [ans]	2	5	10	20	25	50	100
u	0	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33

Source : Les ouvrages et supports de cours [4]

A partir de ce tableau, nous pouvons à présent calculer la répartition mensuelle des pluviométries moyennes de diverses fréquences.

Tableau 37. Répartition mensuelle des pluviométries de différentes fréquences

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Somme	8943,01	7686,44	8454,60	3156,73	2003,26	1788,97	2124,85	1830,48	2176,03	1949,24	4941,99	9027,01
% P _j	16,54	14,21	15,63	5,84	3,70	3,31	3,93	3,38	4,02	3,60	9,14	16,69
P _{5s}	282,52	242,83	267,09	99,73	63,29	56,52	67,13	57,83	68,74	61,58	156,12	285,18
P _{10s}	274,36	235,81	259,38	96,85	61,46	54,88	65,19	56,16	66,76	59,80	151,62	276,94
P _{20s}	267,69	230,07	253,07	94,49	59,96	53,55	63,60	54,79	65,13	58,35	147,93	270,20
P _{25s}	265,65	228,32	251,14	93,77	59,51	53,14	63,12	54,37	64,64	57,90	146,80	268,14
P _{50s}	260,08	223,54	245,88	91,81	58,26	52,03	61,80	53,23	63,28	56,69	143,72	262,53
P _{100s}	254,89	219,08	240,97	89,97	57,10	50,99	60,56	52,17	62,02	55,56	140,86	257,29
P _{2m}	298,10	256,21	281,82	105,22	66,78	59,63	70,83	61,02	72,53	64,97	164,73	300,90
P _{5h}	313,68	269,60	296,55	110,72	70,26	62,75	74,53	64,20	76,32	68,37	173,34	316,62
P _{10h}	321,84	276,62	304,26	113,60	72,09	64,38	76,47	65,87	78,31	70,15	177,85	324,86
P _{20h}	328,51	282,35	310,57	115,96	73,59	65,72	78,05	67,24	79,93	71,60	181,54	331,60
P _{25h}	330,55	284,11	312,50	116,68	74,04	66,12	78,54	67,66	80,43	72,05	182,67	333,66
P _{50h}	336,12	288,89	317,76	118,64	75,29	67,24	79,86	68,80	81,78	73,26	185,74	339,27
P _{100h}	341,31	293,35	322,67	120,48	76,45	68,28	81,09	69,86	83,05	74,39	188,61	344,52



Nous observons deux saisons distinctes en considérant le total pluviométrique de chaque mois. La saison des pluies de septembre à avril où les totaux pluviométriques sont élevés ; et la saison sèche de mai à août où on observe un total pluviométrique relativement bas.

VIII.2.2.4.2. Pluies maximales journalières

+ Définition

Les pluviométries maximales journalières permettent de noter les précipitations les plus fortes de chaque année. Dans ce cas, il sera intéressant également d'étudier la distribution interannuelle des pluies de différentes fréquences (2, 5, 10, 50, 100 ans) par un ajustement suivant les lois de distributions classiques telles que les lois de GUMBEL ou FRECHET.

+ Constitution de la série de données de pluies maximales journalières pour le site

Les données pluviométriques maximales journalières à utiliser pour l'étude hydrologique de notre bassin versant a été obtenu d'une manière analogue à celle des pluviométries moyennes mensuelles.

Les résultats de ces calculs d'ajustement figurent dans l'annexe 3.

+ Pluies maximales journalières de diverses fréquences

Nombreuses sont les lois statistiques pouvant ajuster le «phénomène de crue».

Nous citons :

- ❖ la loi de PEARSON III ou la loi de Gamma incomplète;
- ❖ la loi de GOODRICH;
- ❖ la loi de GUMBEL;
- ❖ la loi de FRECHET.

Faute de temps et en sachant que la loi la mieux adaptée pour estimer des valeurs extrêmes (crue ou étiage) est la loi de Gumbel, on va tout de suite appliquer sa méthode d'ajustement.

**VIII.2.2.5. Ajustement selon la loi de GUMBEL**

Pour notre analyse, la variable aléatoire choisie est la pluie. Afin de pouvoir effectuer l'analyse des pluies, il a été convenu d'utiliser constituer une série de données en additionnant les valeurs des pluies maximales journalières des stations pluviométriques de Fenoarivo-Atsinanana et d'Imerimandroso centre datant de 1951 à 1980.

La loi de Gumbel, appelée encore loi de doublement exponentielle se présente sous la forme :

$$F(P) = e^{[-e^{-u}]} \quad (18)$$

Avec :

- F(P) : fonction de répartition ou fonction de non-dépassement
 u : variable réduite

La variable réduite de GUMBEL est de la forme : $u = \alpha (P - P_0)$. On peut en conclure que cette loi fait apparaître deux paramètres d'ajustement α et P_0 .

❖ Calcul des paramètres d'ajustement

Les paramètres d'ajustement se déduisent des paramètres statistiques selon le tableau suivant :

Tableau 38. Paramètres d'ajustement de Gumbel

Paramètre	GUMBEL
Moyenne	$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{N}$
Ecartype	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N-1}}$
Gradex	$a_G = 0,780\sigma$
α	$\alpha = \frac{1}{a_G}$
Variable de position	$P_0 = \bar{P} - 0,45\sigma$

Source : Cours hydrologie appliquée/4^{ème} année/Mr ANDRIAMAHERISOA Alain



Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 39. Valeurs des paramètres d'ajustement de Gumbel

\bar{P} (mm)	212,65
σ	14,30
a_G	11,16
α	0,09
P_0 (mm)	206,21

Source : Application numérique des formules dans le tableau 38

❖ **Calcul des pluies maximales journalières de diverses fréquences**

Elles se calculent directement par l'intermédiaire de la variable u tirée de la loi de répartition qui donne $u = -\text{Log}(-\text{Log } F)$ qui est égal à $\alpha (P_F - P_0)$ selon GUMBEL.

Avec u : variable réduite

F : fréquence de non-dépassement

α : paramètre d'ajustement

P_0 : paramètre de position

P_F : pluie de fréquence F en mm

De ces relations, on peut en déduire l'expression suivante :

$$P_F = \frac{-\text{LN}[-\text{LN}(F)]}{\alpha} + P_0 = \frac{u}{\alpha} + P_0 \quad (19)$$

Ces différentes expressions conduisent à des mêmes valeurs de P_F pour chaque valeur correspondante à une fréquence F .

En appliquant la relation (19), on arrive aux résultats ci-dessous :

Tableau 40. Valeurs de la variable réduite dans l'ajustement de Gumbel

	T (ans)	F	u
Année humide	5	0,8	1,500
	10	0,9	2,250
	20	0,95	2,970
	25	0,96	3,199
	50	0,98	3,902
	100	0,99	4,600
Année médiane	2	0,5	0,367
Année sèche	5	0,2	-0,476
	10	0,1	-0,834
	20	0,05	-1,097
	25	0,04	-1,169
	50	0,02	-1,364
	100	0,01	-1,527

Source : Les ouvrages et support de cours [4]

Ce tableau nous permet d'écrire les expressions de la pluie maximale journalière pour diverses fréquences. Ces pluies sont alors calculées à partir des valeurs calculées ci-dessus et sont présentées dans le tableau qui suit:

Tableau 41. Pluies maximales journalières de différentes fréquences

	T	F	u	P_T [mm]
Année humide	5	0,8	1,500	222,95
	10	0,9	2,250	231,32
	20	0,95	2,970	239,35
	25	0,96	3,199	241,90
	50	0,98	3,902	249,74
	100	0,99	4,600	257,53
Année médiane	2	0,5	0,367	210,30
Année sèche	5	0,2	-0,476	200,90
	10	0,1	-0,834	196,91
	20	0,05	-1,097	193,97
	25	0,04	-1,169	193,17
	50	0,02	-1,364	190,99
	100	0,01	-1,527	189,17



VIII.2.2.6. Test de validité de χ^2

VIII.2.2.6.1. Procédé de calcul

➤ On classe l'échantillon des N valeurs par ordre décroissant afin de les diviser en K classes arbitraires.

➤ On calcule chaque variable réduite u correspondant à chaque classe suivant l'expression :

$$u = \alpha (P - P_0) \quad (20)$$

Avec :

- u : variable réduite
- P_0 : variable de position
- α : paramètre d'ajustement

➤ On calcule la fonction de répartition F(P) correspondant à chaque variable réduite tel que :

$$F(P) = e^{[-e^{(-u)}]} \quad (21)$$

Avec :

- F(P) : fonction de répartition ou fonction de non-dépassement
- u : variable réduite

➤ On calcule la valeur

$$\beta = F(P_i) - F(P_{i-1}) \quad (22)$$

➤ On détermine le nombre théorique V_i des valeurs (sur un échantillon de N valeurs) affectées à la classe i par la relation :

$$V_i = N \beta \quad (23)$$

➤ On calcule la valeur de

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - V_i)^2}{V_i} \quad (24)$$

➤ On cherche sur les tables du χ^2 (annexe) correspondant au seuil choisi (généralement 5%) la probabilité de dépassement P correspondant au nombre de degré de liberté égal à :

$$m = K - t - 1 \quad (25)$$

Avec

m : nombre de degré de liberté

K : nombre de classes de l'échantillon

t : nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition F

➤ Comparer la valeur de χ^2 calculée avec la valeur lue sur la table.

Si $\chi^2_{\text{calculée}} \leq \chi^2_{\text{table}}$ alors la loi est acceptable. Dans le cas contraire, elle sera rejetée.

VIII.2.2.6.2. Résultat

Tableau 42. Test de validité de la loi de Gumbel

K	P	F(P)	β	n_i	V_i	χ^2
	∞	1				
1						
	231	0,9	0,1	4	3,08	0,27
2						
	221	0,8	0,1	3	3,92	0,21
3						
	214	0,6	0,2	8	4,76	2,21
4						
	200	0,2	0,4	10	13,00	0,69
5						
	0	0	0,2	5	5,24	0,01
				30	30	3,40

$m = 5 - 2 - 1 = 2$ alors $P(3) = 5,99$ (lue sur la table de χ^2)

$\chi^2_{\text{calculée}} = 3,40 < \chi^2_{\text{table}} = 5,99$

Cela signifie que la loi de Gumbel convient comme loi de distribution fréquentielle des pluies maximales journalières de la Saranambana.



VIII.3. Etude hydrologique proprement dite

La connaissance d'un bassin versant est fondamentale dans toute étude hydrologique car les problèmes pratiques d'hydrologie concernent une étendue de terrain limitée au bassin versant d'un cours d'eau en un point déterminé de celui-ci. Les caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques de ce bassin jouent un rôle essentiel dans son comportement hydrologique et il convient de les préciser autant que possible dès le début de cette étude.

VIII.3.1. Notion de bassin versant

VIII.3.1.1. Définition

Par définition, un bassin versant défini en une section droite d'un cours d'eau considéré est la totalité de la surface topographique en amont de l'exutoire drainé par ce cours d'eau et ses affluents de telle sorte que l'ensemble des cours d'eau prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit impérativement traverser la section droite considérée avant de pouvoir poursuivre leur trajet vers l'aval.

VIII.3.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

VIII.3.1.2.1. Surface et périmètre du bassin versant

La superficie et le périmètre du bassin sont déterminés après avoir tracé sur deux cartes topographiques ayant la même échelle 1/100 000^{ème}, feuille N43 en courbes de niveau (image Raster) en suivant les lignes de crête bordant le bassin et ne traverse la rivière Saranambana qu'au droit de l'exutoire considérée. Pour ce faire, on a utilisé le logiciel MapInfo et la base de données de la FTM.

VIII.3.1.2.2. Indice de forme du bassin versant`

L'indice généralement admis pour représenter cette caractéristique est le « coefficient de GRAVELIUS » que l'on note par K_G :

$$K_G = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (26)$$

Avec :

- K_G : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;
- P : périmètre du bassin versant en km ;
- S : superficie du bassin versant en km².



Tout calcul fait, on trouve $K_G = 1,32$.

Ce qui nous permet de conclure que notre bassin versant est de forme allongée.

✚ Longueur du plus long cheminement hydraulique

A partir de la figure ci-dessus et toujours en utilisant le logiciel MapInfo, on a pu déterminer la longueur du plus long cheminement hydraulique du bassin versant de Sahambano qui est égal à 12,34 km.

✚ 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 à partir des expressions suivantes :

$$L = K_G \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{\left(1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2 \right)} \right) \quad (27)$$

$$l = K_G \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2 \right)} \right) \quad (28)$$

Avec :

K_G : coefficient de compacité de Gravelius

S : surface du bassin versant en km^2

Après calcul, on trouve les valeurs suivantes : $L = 12,83 \text{ km}$ et $l = 3,98 \text{ km}$

VIII.3.1.2.3. Caractéristiques topographiques du bassin versant

✚ Courbe hypsométrique

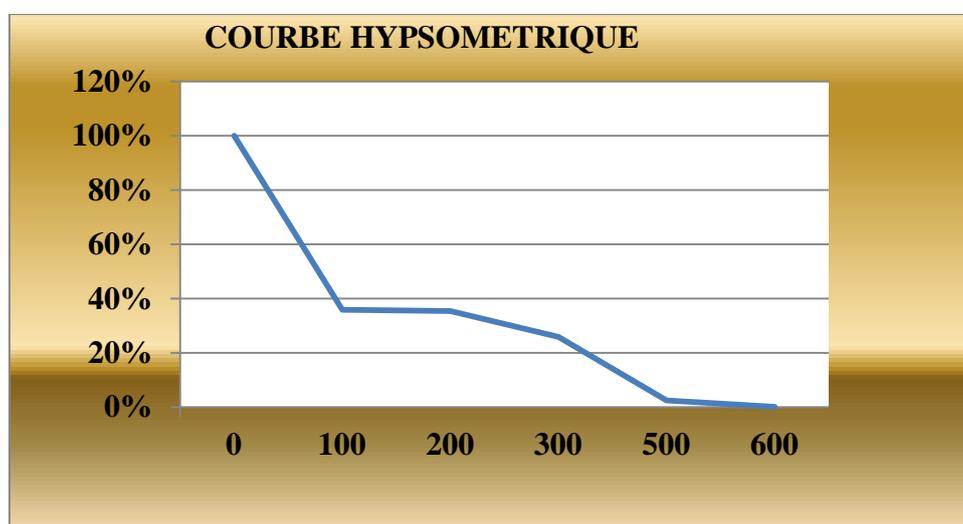
La "courbe hypsométrique" est une courbe qui donne la surface S (en km^2 ou en pourcentage par rapport à la surface totale) où les altitudes sont supérieures à une cote h donnée. En général, on ne s'intéresse pas à l'altitude moyenne mais plutôt à la dispersion des altitudes.

Tableau 43. Répartition des surfaces du bassin versant en fonction de l'altitude

	Surface (km ²)	Surface cumulée (km ²)	Pourcentage (%)	Pourcentage cumulé (%)
>500	0,14	0,14	0,10	0,10
400-500	3,50	3,64	2,56	2,66
300-400	33,27	36,91	25,97	28,62
200-300				
100-200	13,54	50,45	35,49	64,11
<100	0,56	51,01	35,89	100,00

A partir de ce tableau, la courbe hypsométrique de la zone d'influence aura l'allure ci-dessous

Figure 6. Allure de la courbe hypsométrique



VIII.3.1.3. Autres paramètres caractéristiques des altitudes

La courbe ci-dessus permet de déterminer les altitudes caractéristiques suivantes :

VIII.3.1.3.1. Altitude maximale

Elle est notée par Z_{max} . C'est le point le plus élevé observé à l'intérieur du bassin versant.

VIII.3.1.3.2. Altitude minimale

Elle est notée par Z_{min} . C'est le point le plus bas, généralement c'est l'altitude de l'exutoire.



VIII.3.1.4. Altitude moyenne

Elle est notée par Z_{moy} . Elle se déduit directement de la courbe hypsométrique et se définit comme suit :

$$Z_{moy} = \sum \frac{A_i Z_i}{A} \quad (29)$$

Avec :

- A_i : aire comprise entre deux courbes de niveau en km^2 ;
- Z_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau en m ;
- A : superficie totale du bassin versant en km^2

VIII.3.1.5. Altitude médiane

Elle est notée par Z_{50} . Elle correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50 % de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

VIII.3.1.6. Altitude à 5 %

Elle est notée par Z_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.

VIII.3.1.7. Altitude à 95 %

Elle est notée par 95 % de la superficie notée Z_{95} . Elle représente au niveau de la courbe hypsométrique l'altitude qui correspond à 95 % de la superficie.

Tableau 44. Variation des altitudes du bassin versant

Paramètre	Altitude (m)
Z_{max}	529
Z_{min}	130
Z_{50}	100
Z_5	500
Z_{95}	25

Source : Lecture de la courbe hypsométrique

VIII.3.1.8. Pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin et reflète son relief. Ainsi, le relief a une influence évidente sur l'Hydrogramme.



Si L est la longueur du rectangle équivalent et D la dénivelée du bassin versant, la pente moyenne I a pour expression :

$$I = \frac{D}{L} \quad (30)$$

➤ *Dénivelée du bassin versant*

La dénivelée d'un bassin versant est obtenue par l'une des relations suivantes :

- à partir d'une courbe hypsométrique : $D = 0.95 (Z_5 - Z_{95})$
- à partir des altitudes maximales et minimales: $D = 0.95 (Z_{\max} - Z_{\min})$

Après une lecture de la courbe hypsométrique, on trouve une valeur de **$D = 451,25 \text{ km}$** .

Finalement la pente moyenne est telle que :

$$I = \frac{0.95 (Z_5 - Z_{95})}{L} \quad (31)$$

Avec

I : pente moyenne du bassin versant m/km ;

L : longueur du rectangle équivalent en km ;

Z_{95} et Z_5 altitudes correspondantes à 5 % et à 95 % de la surface totale du bassin versant en m.

Par suite, on trouve **$I = 35,2 \text{ m/km}$** .

VIII.3.1.1. Indices de pente I_p

M. ROCHE a proposé l'indice de pente I_p comme la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i} (d_i - d_{i-1}) \quad (32)$$

Avec :

I_p : indice de pente

d_i ou d_{i-1} : cotes de deux courbes de niveau voisines en m

S_i : proportion de surface totale comprise entre ces deux courbes de niveau en km^2

L : longueur du rectangle équivalent en km



Les indices de pente I_p et sont liés par la relation :

$$I = 1250 I_p^2 \rightarrow I_p = \sqrt{\frac{I}{1250}} \quad (33)$$

Avec :

- I : pente du bassin versant en m/km
 I_p : Indice de pente

Après avoir effectué le calcul, l'indice de pente prend la valeur de $I_p = 0,17$.

VIII.3.1.2. Récapitulation

Les caractéristiques physiques du bassin versant sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 45. Caractéristiques du bassin versant de Sahambano

Paramètres du bassin versant	S (km ²)	P (km)	K _G	L (km)	l (km)	I (m/km)	I _p	Plus long cheminement hydraulique (km)
Bassin versant de Sahambano	51,04	33,62	1,32	12,83	3,98	35,2	0,17	12,34

VIII.3.1.3. Temps de concentration

On définit le temps de concentration 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.

Il y a plusieurs formules pour calculer le temps de concentration. On peut citer la :

➤ **Formule de Turazzi Passini**

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S L}}{\sqrt{I}} \quad (34)$$

Avec

- T_c : temps de concentration en h
 S : surface du bassin versant en km² ;
 L : longueur du plus long cheminement hydraulique en km
 I : pente du bassin versant en m/km
 ➤



➤ **Formule de Ventura**

$$T_C = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I}} \quad (35)$$

Avec

- T_C : temps de concentration en h ;
 S : surface du bassin versant en km^2 ;
 I : pente du bassin versant en m/km.

➤ **Formule du BCOM**

$$T_C = 0,0663 \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0,77} \quad (36)$$

Avec

- T_C : temps de concentration en h
 I : pente du bassin versant en m/km

Tout calcul fait, les différentes valeurs du temps de concentration sont reportées dans le tableau ci-dessous :

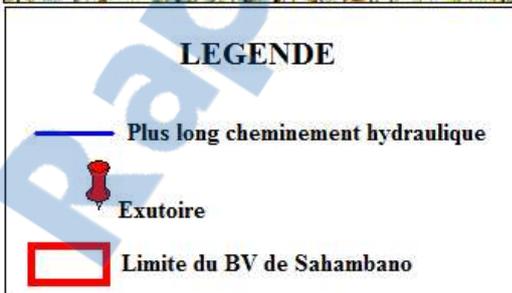
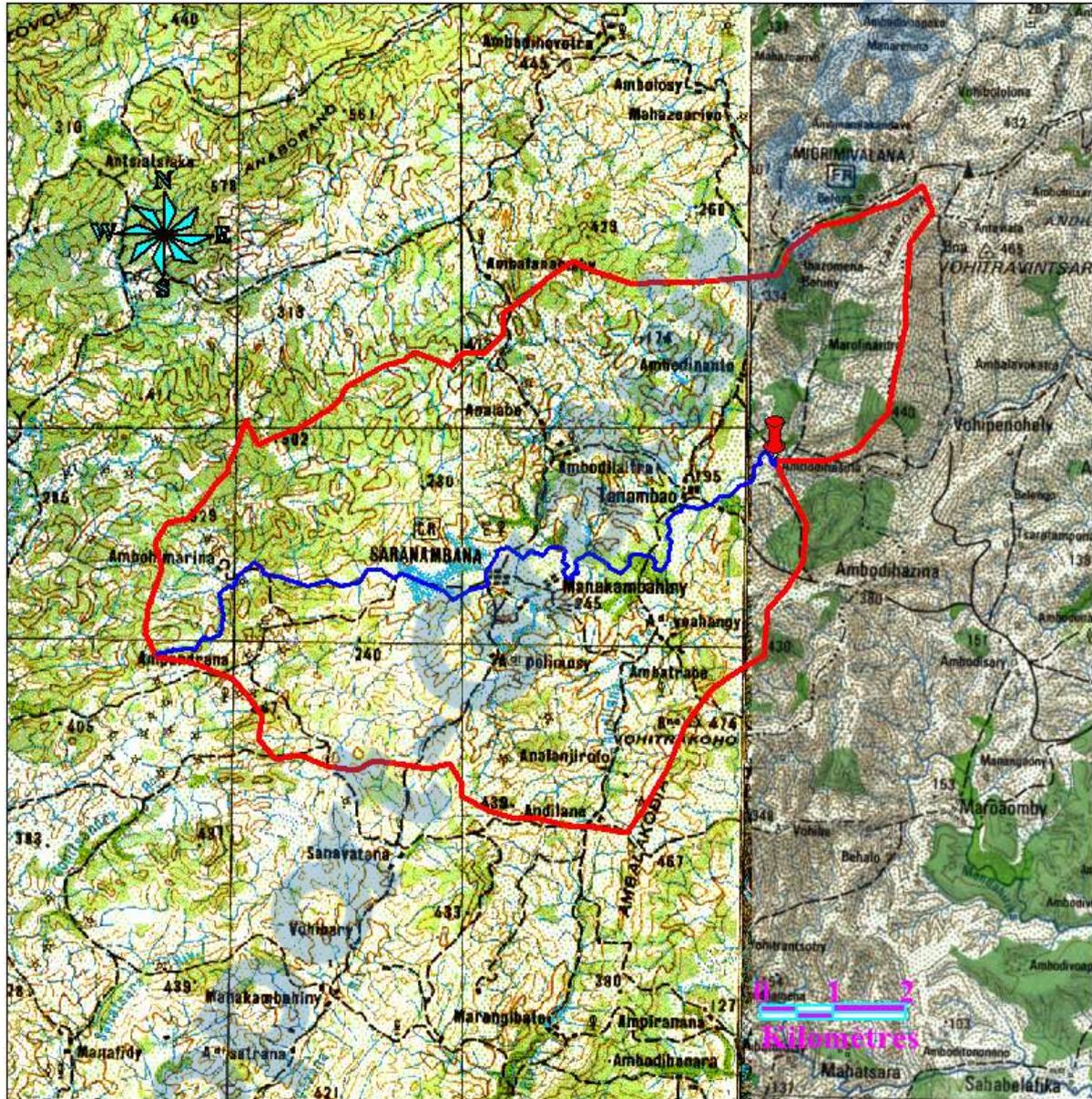
Tableau 46. Différentes valeurs du temps de concentration

	Turazzi Passini	Ventura	BCOM
Tc (h)	0,15	0,15	0,11

Pour notre part on va prendre la moyenne entre les valeurs du temps de concentration estimées par les formules ci-dessus et on trouve un temps de concentration égal à **0,14 h**.

La carte ci-dessous illustre la délimitation du bassin versant de Sahambano.

Carte 5. Délimitation du bassin versant de Sahambano



Source : BD 100 FTM
Auteur : RAFARALAHY Zarasoa Malandy



VIII.3.1.3.2. Occupation du sol

Le bassin versant de Sahambano est essentiellement occupé par des mosaïques de culture recouvrant presque la moitié dudit bassin. Sur la rive droite de la rivière Saranambana s'étend la majorité des surfaces occupées par des rizières. On note aussi l'existence de forêt dense ayant subsisté à la déforestation massive caractéristique de la zone, principalement causée par le tavy en vue de la culture de riz et bien d'autres encore et pour la confection de charbon de bois.

VIII.3.2. Estimation des apports

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue. La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau. Les apports annuels peuvent être en général valablement estimés avec une précision plus ou moins grande suivant que l'on dispose de données pluviométriques ou climatiques générales. Les erreurs faites sur ces estimations pourraient entraîner, soit une mauvaise utilisation de la ressource, soit une dépense inutile.

VIII.3.2.1. Données disponibles

L'estimation des apports va être faite en fonction des données disponibles ci après :

- les données pluviométriques,
- les données climatiques,
- la superficie du bassin versant,
- le débit datant du 27 juillet 2012 mesuré sur terrain égal à $2,35 \text{ m}^3/\text{s}$.

VIII.3.2.1.1. Données pluviométriques

Les données pluviométriques utilisées pour l'estimation des apports sont les résultats des pondérations des données pluviométriques moyennes mensuelles des deux stations déjà pondérées issues de la méthode par inverse distance.

Par ailleurs, ces données seront encore diminuées des valeurs des effets de phénomènes hydroclimatiques qui surgissent à la surface de la terre. Ceci étant dans le but d'obtenir une estimation des apports proche de la réalité.

Faute des lacunes de données en notre possession, on ne va prendre en compte que du calcul de l'évapotranspiration potentielle.

VIII.3.2.1.2. Données climatiques

Les données climatiques sont les paramètres qui interviennent dans le calcul de l'évapotranspiration potentielle. Or, nous n'avons pas en notre disponibilité des données propres à notre zone d'étude. De ce fait, on va utiliser celles des lieux se situant aux environs du site, appartenant à la même région.

Ainsi, la température constituera la principale donnée climatique que nous allons exploiter pour notre étude.

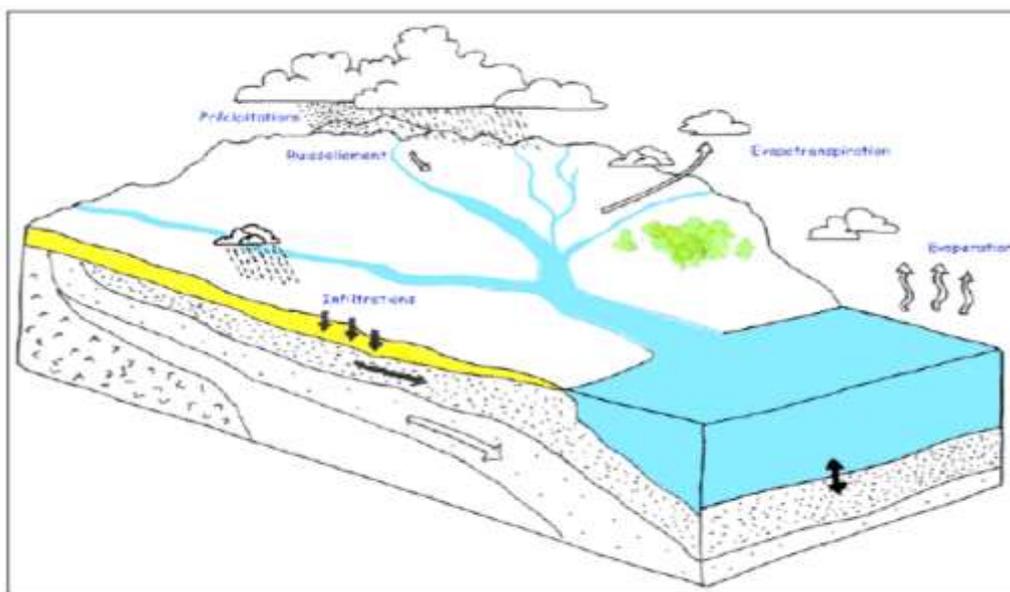
VIII.3.2.2. Détermination proprement dit des apports

VIII.3.2.2.1. Rappel du cycle de l'eau

Le cycle de l'eau joue un rôle primordial sur la redistribution de l'énergie solaire à la surface de la Terre et constitue un sujet d'intérêt fondamental de l'hydrologie.

Cela est illustré par la figure ci-dessous.

Figure 7. Schéma du cycle de l'eau



Source : *Thèse pour obtenir le grade de Docteur spécialisé en Sciences de l'eau à l'Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêts Centre de Paris/ Ludovic Oudin*

Dans la nature l'eau évolue dans un vaste cycle fermé. Le cycle de l'eau est défini par la succession de la répartition de l'eau sous l'une ou l'autre de ses trois phases (liquide, solide et vapeur) dans les différents compartiments du globe suivant : atmosphère, sous-sol, surface et océane. A partir de la précipitation, l'eau atmosphérique arrive au niveau du continent sous forme liquide (pluie) ou solide (neige, grêle, glace) ou vapeur (brouillard, pluie



occulte). Une partie de l'eau arrivée au continent est interceptée par les feuillages des plantes tandis qu'une autre partie remplit les dépressions artificielles.

L'eau qui atteint le sol (directement à partir des précipitations ou après avoir rempli les dépressions ou ayant été intercepté par les plantes) s'infiltré dans le sol pour constituer l'humidité des milieux poreux dont la destination est la percolation vers les nappes profondes ou l'écoulement souterrain réurgent en surface sous forme de source alimentant les cours d'eau.

L'excédent de précipitation ayant échappé à l'infiltration due à la saturation des sols ruisselle le long des surfaces pour constituer avec le débit de base les différentes formes de cours d'eau qui atteignent d'une façon ou d'une autre les plans d'eau comme les lacs ou les océans. La transpiration des plantes et l'évaporation de l'eau en contact avec l'atmosphère ferment le cycle avec le phénomène d'évapotranspiration pour alimenter les réserves d'eaux atmosphériques (vapeur et nuages), point de départ du cycle de l'eau.

VIII.3.2.2.2. Calcul de l'évapotranspiration potentielle

A défaut de mesure directe, nous pourrons utiliser diverses formules permettant de calculer la valeur de l'évapotranspiration potentielle, seul phénomène du cycle de l'eau que nous allons prendre en compte faute de données météorologiques couramment disponibles. On définit l'évapotranspiration potentielle comme étant un processus d'évaporation dont les facteurs qui conditionnent ce taux d'évaporation caractérisent l'état de l'atmosphère au voisinage de la surface évaporant et son aptitude à provoquer l'évaporation. En d'autre terme ces paramètres régissent le pouvoir évaporant de l'atmosphère (Les guides [6]).

Pour se faire, nous allons utiliser la formule de Thornthwaite, formule déjà assez ancienne (1944) et basée sur de nombreuses expériences effectuées sur des cases lysimétriques.

Elle tient compte des températures moyennes mensuelles et la valeur de l'ETP calculée est corrigée par des coefficients dépendant de la latitude du milieu.



L'évapotranspiration potentielle est alors donnée par la relation générale:

$$ETP_{nc} = C T^a \quad (37)$$

Avec :

- ETP_{nc} : évapotranspiration potentielle mensuelle non corrigé en [cm] pour un mois fictif de 30 jours et une durée théorique d'ensoleillement de 12 heures sur 24
- T : température moyenne mensuelle en °C pour le mois considéré
- C et a : fonctions de l'indice thermique annuel (constantes pour un lieu donné)

a est calculé à partir de l'indice thermique mensuel donné par la relation :

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1,514} \quad (38)$$

Avec

- i : indice thermique mensuel
- T : température moyenne mensuelle en °C pour le mois considéré

Si l'on appelle I l'indice thermique annuel égal à la somme des 12 indices thermiques mensuels ci-dessus, la valeur de a est donnée en adoptant les simplifications de la longue formule de Thornthwaite proposée par Serra par l'expression :

$$a = \frac{1,6}{100} I + 0,5 \quad (39)$$

Le terme C varie en sens inverse de I et l'équation devient :

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a \quad (40)$$

Par la suite, il faudra corriger les valeurs obtenues à partir de cette formule. En définitive, la valeur de l'évapotranspiration potentielle que nous allons retenir est :

$$ETP_c = \lambda * ETP_{nc} \quad (41)$$

Avec :

- ETP_c : évapotranspiration potentielle corrigé
- λ : facteur de correction régional
- ETP_{nc} : évapotranspiration potentielle non corrigé



Ci-dessous sont les valeurs du coefficient de correction lambda.

Tableau 47. Valeurs du coefficient de correction lambda

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
λ	1,09	1,15	1,14	1	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95	0,99	1	1,08

Source: BE BETC Nanala Besarety

Les calculs étant effectués, les valeurs de l'évapotranspiration potentielle du bassin versant de Sahambano sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 48. Valeurs de l'évapotranspiration potentielle

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
T	26,1	26,3	25,7	25	23,5	21,8	21	21	21,5	22,8	24,6	25,9
i	12,205	12,347	11,923	11,435	10,413	9,294	8,782	8,782	9,101	9,947	11,159	12,064
I	127,452											
a	2,539											
ETP _{nc}	0,965	0,937	1,024	1,138	1,444	1,927	2,225	2,225	2,033	1,622	1,211	0,994
λ	1,09	1,15	1,14	1	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95	0,99	1	1,08
ETP _c	1,051	1,109	1,100	0,965	1,013	0,936	0,926	0,878	0,916	0,955	0,965	1,042

VIII.3.2.2.3. Calcul des apports

L'estimation des apports pour les eaux de surface peut se faire de plusieurs manières; mais nous choisissons les deux méthodes les plus classiques utilisées à Madagascar : la méthode empirique de CTGREF et la méthode des stations de référence.

✚ Méthode CTGREF

La méthode CTGREF est une méthode empirique dans laquelle, les variables explicatives du module annuel sont : la superficie, la pluviométrie moyenne et l'altitude moyenne du bassin versant. La méthode s'exprime comme suit :

$$Q_T = \frac{S_{BV}}{31,5} \left(\frac{P_T}{B}\right)^{5/3} \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3} \quad (42)$$



Avec :

- Q_T : apports annuels de période de retour T en L/s
 S_{BV} : superficie du bassin versant en km²
 P_T : Pluviométrie annuelle pour le même période de retour T en mm
 B : paramètre régionalisé (déterminé expérimentalement par M. ALDEGHERI, 1986)
 Z_m : altitude moyenne du bassin versant considéré en m

Les résultats figurent dans le tableau ci-après :

Tableau 49. Apport de débit selon la methode de CTGREF

T [ans]	Année sèche						Année médiane	Année humide					
	5	10	20	25	50	100		2	5	10	20	25	50
u	-0,84	-1,28	-1,64	-1,75	-2,05	-2,33	0	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33
écartype	112,148	112,15	112,15	112,15	112,15	112,15	112,1482	112,148	112,148	112,148	112,148	112,148	112,14
P_{annul}	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75	1802,75
P_T	1708,55	1659,20	1618,83	1606,50	1572,85	1541,40	1802,75	1896,96	1946,30	1986,68	1999,01	2032,66	2064,05
S_{bv}	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04
Q_T	885,22	843,02	809,11	798,86	771,17	745,68	968,05	1053,83	1099,91	1138,20	1150,00	1182,44	1213,04

✚ Méthode de station de référence

La méthode de station de référence consiste à :

- faire l'inventaire de station hydrométrique la plus proche de la zone d'étude ;
- déterminer le débit spécifique correspondant ;
- déterminer le débit annuel en appliquant le débit spécifique au bassin versant ;
- répartir ce débit annuel à partir des coefficients de répartition mensuelle du débit.

Ainsi, nous avons pris comme station de référence la station de Maningory.

L'apport moyen annuel associé au bassin considéré est donné par la relation :

$$Q_{BV} = q_R S_{BV} \quad (43)$$

Avec

- Q_{BV} : débit moyen annuel en L/s
 q_R : débit spécifique associé à la station ; en L/s/ km²,
 S_{BV} : superficie du bassin versant considéré en km²



Nous présentons les valeurs des débits spécifiques de la station de Maningory à Andromba dans le tableau ci-dessous :

Tableau 50. Débit spécifique de fréquence F

Récurrence	Année sèche				Année médiane	Année humide			
	50	20	10	5		5	10	20	50
DCE	2,83	5,05	7,12	9,78	15,4	21,6	25,2	28,4	32,1
QJ _{min} (m ³ /s)	1,47	3,99	5,96	8,62	14,2	18,4	24,0	27,2	30,9
Q _{BV} (L/s)	0,21	0,58	0,87	1,26	2,07	2,7	3,5	4,0	4,5

Source : Les guides [2] page 217

Tableau 51. Apport de débit selon la méthode de station de référence

	Année sèche				Année médiane	Année humide			
	5	10	20	50		5	10	20	50
q _R	1,26	0,87	0,58	0,21	2,07	2,7	3,5	4	4,5
S _{BV}	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04	51,04
Q _F	64,31	44,40	29,60	10,72	105,65	137,81	178,64	204,16	229,68

✚ Synthèse

Entre ces deux méthodes, stations de référence et CTGREF, on ne peut ignorer la flagrance des écarts entre les résultats obtenus. Ainsi, pour l'estimation finale des apports il est préférable de retenir les valeurs moyennes obtenues sur les deux méthodes en tenant compte d'un coefficient multiplicateur. La synthèse des deux méthodes lamine les erreurs entre la valeur mesurée et les valeurs théoriques.

Ce coefficient multiplicateur dépend de la nature du sol aux environs du site. On l'appelle coefficient de ruissellement.

Cela se traduit par la relation suivante :

$$Q_a = C \frac{Q_{CTGREF} + Q_{station\ de\ référence}}{2} \quad (44)$$

Avec :

Q_a : apport moyen annuel en L/s

Q_{CTGREF} : apport de débit selon la méthode de CTGREF en L/s

Q_{station de référence} : apport de débit selon la méthode de station de référence en L/s/



Le tableau ci-dessous montre les différentes valeurs du coefficient de ruissellement.

Tableau 52. Valeurs du coefficient de ruissellement

Nature de la couverture végétale	Valeurs de C							
	Petits BV de 0 à 10 ha avec une pente de				BV moyens de 10 à 400 ha avec une pente de			
	Moins de 5%	De 5 à 10 %	De 10 à 30 %	Plus de 30%	Moins de 5%	De 5 à 10 %	De 10 à 30 %	Plus de 30%
Plates formes et chaussées de routes, cours,...	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrains dénudés, ou végétation non couvrante, Terrains déjà attaqués par l'érosion, Labour frais	0,80	0,85	0,90	0,95	0,70	0,75	0,80	0,85
Cultures couvrantes, céréales hautes, terrains de parcours, chiendent ras, Petite brousse clairsemée	0,75	0,80	0,85	0,90	0,52	0,60	0,72	0,80
Prairies, brousse dense, savane à sous bois	0,70	0,75	0,80	0,85	0,30	0,36	0,42	0,50
Foret ordinaire en futaie, sous-bois touffus	0,30	0,50	0,60	0,70	0,13	0,20	0,25	0,30
Grande foret primaire	0,20	0,25	0,30	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25

Source : Les guides [6]

Pour notre cas, on prendra $C = 0,8$. Les résultats sont donc présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 53. Méthode de synthèse pour le calcul des apports

	Année sèche				Année médiane	Année humide			
	5	10	20	50		5	10	20	50
Q_{CTGREF}	885,22	843,02	809,11	771,17	968,05	1053,83	1099,91	1138,20	1182,44
$Q_{station\ de\ référence}$	64,31	44,40	29,60	10,72	105,65	137,81	178,64	204,16	229,68
Q_a	379,81	354,97	335,49	312,76	429,48	476,65	511,42	536,94	564,85

VIII.3.2.2.4. Répartition mensuelle des apports

La répartition mensuelle est obtenue par la formule ci- après :

$$Q_m = \frac{12 R_j Q_a}{100} \quad (45)$$



Avec :

 Q_m : apport moyen mensuel en L/s Q_a : apport moyen annuel en L/s R_j : coefficient de répartition mensuelle**Tableau 54. Valeurs du coefficient de répartition mensuelle**

Désignations	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
R_1	16,90	16,40	17,00	9,70	5,70	4,10	3,70	3,40	2,60	2,40	4,80	12,80
R_2	17,90	18,10	20,50	8,75	4,80	3,70	3,05	2,65	2,05	2,00	4,40	11,60
R_3	13,40	14,80	15,70	9,90	6,99	5,70	5,80	6,00	4,40	3,60	4,50	9,20
R_4	23,70	18,90	17,10	6,60	3,70	2,70	2,30	1,95	1,53	1,50	3,20	15,70

Source : Cours d'Aménagement hydroagricole en quatrième année 2010-2011 R_1 : Hautes terres centrales R_2 : Grand bassin Nord-Ouest des hautes terres R_3 : Bordure orientale des hautes terres R_4 : Bassin du centre Sud, centre Ouest et petit bassin de la bordure occidentale des hautes terresDans notre étude, on prendra R_3 . Nous présentons les résultats dans le tableau suivant :**Tableau 55. Répartition mensuelle des apports**

CR	Mois	Année sèche				Année médiane	Année humide			
		5	10	20	50	2	5	10	20	50
13,40	Janvier	610,74	570,79	539,46	502,91	690,61	766,46	822,36	863,4	908,28
14,80	Février	674,55	630,43	595,82	555,46	762,76	846,54	908,28	953,61	1003,2
15,70	Mars	720,12	673,02	636,08	592,99	814,30	903,74	969,65	1018	1071
9,90	Avril	451,22	421,71	398,56	371,55	510,23	566,26	607,57	637,89	671,04
6,99	Mai	314,48	293,92	277,78	258,96	355,61	394,67	423,46	444,59	467,69
5,70	Juin	259,79	242,8	229,47	213,93	293,77	326,03	349,81	367,27	386,36
5,80	Juillet	264,35	247,06	233,50	217,68	298,92	331,75	355,95	373,71	393,13
6,00	Août	273,47	255,58	241,55	225,18	309,23	343,19	368,22	386,6	406,69
4,40	Septembre	200,54	187,42	177,14	165,14	226,77	251,67	270,03	283,51	298,24
3,60	Octobre	164,08	153,35	144,93	135,11	185,54	205,91	220,93	231,96	244,01
4,50	Novembre	205,1	191,68	181,16	168,89	231,92	257,39	276,17	289,95	305,02
9,20	Décembre	419,31	391,89	370,38	345,28	474,15	526,23	564,61	592,79	623,59



VIII.3.3. Estimation des débits

VIII.3.3.1. Introduction

Vu que la seule donnée hydrométrique de la rivière en notre possession est le jaugeage effectué le 27 juillet 2012 au droit du site du futur barrage, nous sommes amenés à faire une simulation pour arriver à estimer les valeurs des débits.

Pour ce faire, on va procéder à un rapprochement des données limnimétriques relevées lors de notre descente sur terrain et pendant cinq mois après en construisant la courbe de variation des niveaux d'eaux de la zone à partir des données historiques des stations pluviométriques se trouvant en proximité du site.

La connaissance du débit entrant correspondant à une hauteur d'eau mesurée renferme une importance capitale pour pouvoir commencer la simulation. Cependant, nous allons prendre en compte les données topographiques de la section de la rivière au droit de l'emplacement du futur barrage.

VIII.3.3.2. Hypothèse

Pour ce faire, on adopte l'hypothèse suivante : vue la lacune des données en notre possession, la maîtrise de l'évaluation de l'écoulement au niveau du bassin versant de Sahambano s'annonce difficile, et pourrait nous induire en erreur sur les résultats obtenus.

Ainsi, il a été supposé que le seul jaugeage effectué datant du 27 juillet 2012 sera égal à une moyenne de niveau d'eau et de débit correspondant au mois de juillet. Cette hypothèse sera prise pour tous les ans.

VIII.3.3.3. Méthodologie

VIII.3.3.3.1. Collecte des données

✚ Information hydrométrique

Concernant l'hydrométrie, la seule donnée en notre possession est le jaugeage au moulinet datant du 27 juillet 2012 donnant un débit de $2,35 \text{ m}^3/\text{s}$.

✚ Information pluviométrique

L'information pluviométrique qui pourrait aboutir à des valeurs de débits est constituée par les valeurs des levés limnimétriques correspondant à des hauteurs de pluie relevées pendant plusieurs mois à partir du moment où nous avons effectués des reconnaissances sur terrain. Ces données sont présentées dans le tableau ci-dessous :



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Tableau 56. Données limnimétriques du site pendant les mois de janvier jusqu'au mois de juin

Date	30/01/2013	31/01/2013	01/02/2013	02/02/2013	03/02/2013	04/02/2013	05/02/2013	06/02/2013	07/02/2013	08/02/2013	09/02/2013	10/02/2013
H (m)	1,90	1,70	1,90	1,35	1,25	1,20	1,24	1,28	1,25	1,26	1,28	1,30
	2,30	1,42	2,40	1,26	1,24	1,17	1,27	1,26	1,25	1,30	1,26	1,28

Date	11/02/2013	12/02/2013	13/02/2013	14/02/2013	15/02/2013	16/02/2013	17/02/2013	18/02/2013	19/02/2013	20/02/2013	21/02/2013	22/02/2013
H (m)	1,26	1,24	1,26	1,34	1,30	1,30	1,30	1,40	1,34	1,38	1,34	1,38
	1,25	1,30	1,30	1,28	1,34	1,26	1,30	1,36	1,38	1,42	1,36	1,42

Date	23/02/2013	24/02/2013	25/02/2013	26/02/2013	27/02/2013	28/02/2013	01/03/2013	02/03/2013	03/03/2013	04/03/2013	05/03/2013	06/03/2013
H (m)	1,30	1,25	1,28	1,26	1,25	1,24	1,26	1,26	1,26	1,28	1,30	1,32
	1,27	1,24	1,25	1,24	1,24	1,25	1,25	1,25	1,25	1,30	1,35	1,30

Date	07/03/2013	08/03/2013	09/03/2013	10/03/2013	11/03/2013	12/03/2013	13/03/2013	14/03/2013	15/03/2013	16/03/2013	17/03/2013	18/03/2013
H (m)	1,34	1,35	1,32	1,38	1,34	1,30	1,30	1,35	1,24	1,36	1,25	1,25
	1,34	1,30	1,35	1,40	1,32	1,29	1,34	1,34	1,24	1,28	1,28	1,25

Date	19/03/2013	20/03/2013	21/03/2013	22/03/2013	23/03/2013	24/03/2013	25/03/2013	26/03/2013	27/03/2013	28/03/2013	29/03/2013	30/03/2013
H [m]	1,25	1,24	1,26	1,30	1,32	1,28	1,28	1,30	1,34	1,30	1,34	1,30
	1,23	1,24	1,24	1,28	1,30	1,30	1,30	1,32	1,32	1,38	1,30	1,32

Date	31/03/2013	08/04/2013	09/04/2013	10/04/2013	11/04/2013	12/04/2013	13/04/2013	14/04/2013	15/04/2013	16/04/2013	17/04/2013	18/04/2013
H (m)	1,34	1,28	1,34	1,36	1,34	1,32	1,34	1,30	1,28	1,26	1,25	1,24
	1,36	1,34	1,38	1,34	1,36	1,30	1,34	1,28	1,26	1,25	1,24	1,24



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Date	19/04/2013	20/04/2013	21/04/2013	22/04/2013	23/04/2013	24/04/2013	25/04/2013	26/04/2013	27/04/2013	28/04/2013	29/04/2013	30/04/2013
H (m)	1,24	1,28	1,30	1,30	1,28	1,26	1,30	1,30	1,30	1,31	1,25	1,26
	1,24	1,28	1,32	1,28	1,26	1,25	1,31	1,28	1,30	1,30	1,26	1,25

Date	13/05/2013	16/05/2013	17/05/2013	18/05/2013	19/05/2013	20/05/2013	21/05/2013	22/05/2013	23/05/2013	24/05/2013	25/05/2013	26/05/2013
H (m)	1,24	1,26	1,28	1,28	1,25	1,25	1,28	1,25	1,25	1,26	1,28	1,25
	1,25	1,27	1,26	1,26	1,25	1,27	1,27	1,24	1,25	1,27	1,25	1,24

Date	03/06/2013	04/06/2013	05/06/2013	06/06/2013	07/06/2013	08/06/2013	09/06/2013	10/06/2013	11/06/2013	12/06/2013	13/06/2013	14/06/2013
H (m)	1,26	1,26	1,26	1,26	1,25	1,30	1,26	1,25	1,26	1,26	1,26	1,27
	1,25	1,26	1,25	1,26	1,30	1,28	1,26	1,26	1,28	1,25	1,25	1,26

Date	15/06/2013	16/06/2013	17/06/2013	18/06/2013	19/06/2013	20/06/2013	21/06/2013	22/06/2013	23/06/2013
H (m)	1,28	1,26	1,28	1,28	1,27	1,29	1,28	1,26	1,30
	1,27	1,28	1,27	1,26	1,28	1,27	1,28	1,30	1,30



VIII.3.3.4. Etude des débits extrêmes

L'objet de cette étude est la mise à jour de l'hydrologie extrême pour le Dossier d'Avant Projet-Détaillé de l'aménagement hydroélectrique du site d'Antohaka. Cette mise à jour va être effectuée en fonction des données disponibles.

Lors de l'APS, l'étude des débits extrêmes au droit du site a été assimilée à celle du bassin versant de référence qui est celui de Maningory. Mais dans notre étude, nous allons déterminer les débits extrêmes propres au site que nous allons exploiter.

VIII.3.3.4.1. Etude des crues

+ Définition

La crue désigne l'état des cours d'eau dont le niveau d'eau est nettement supérieur à la valeur moyenne constatée sur une longue période.

+ Calcul des débits

Le calcul du débit de crue du bassin versant de Sahambano s'est fait de la manière suivante.

Tout d'abord, nous avons pris une section de contrôle se trouvant au droit de l'emplacement du futur barrage et nous avons appliqué la formule de Manning-Strickler pour avoir un ordre de grandeur de la valeur du débit de crue. Les différents paramètres de la formule ont été choisis de telle manière à pouvoir estimer une valeur plus ou moins proche de la valeur réelle du débit. Particulièrement, la surface mouillée a été obtenue en traçant sur le logiciel COVADIS une hauteur d'eau correspondant à une certaine crue du bassin versant. Cette hauteur d'eau a été prise en compte à partir d'une enquête faite auprès de la population du fokontany d'appartenance du site lors de la descente sur terrain.

La formule de Manning-Strickler s'écrit :

$$Q = K S R^{2/3} I^{1,2} \quad (46)$$

Avec :

- Q : débit en m³/s ;
- K : coefficient dépendant de la nature de la rugosité des berges ;
- R : rayon hydraulique en m ;
- I : pente du fond de la rivière en m/km.



D'après l'abaque d'hydraulique à surface libre établi par Monsieur VERGES (Les ouvrages et supports de cours [3]), K est choisi égal à 30 car nous avons un petit cours d'eau de plaine net avec un niveau d'eau élevé, peu de variation de la section mouillée et en présence de pierres et de mauvaises herbes.

Le rayon hydraulique est défini par le rapport :

$$R = \frac{S}{P} \quad (47)$$

Avec :

S surface mouillée en km².

P périmètre mouillé en km.

Ensuite, nous avons déterminé une valeur de débit calculé à partir de la formule de station de référence qui est la suivante :

$$Q = C_t Q_r \quad (48)$$

Avec

Q : débit en m³/s.

C_t : coefficient de transposition

Q_r : débit de crue du bassin versant de référence en m³/s.

Notre bassin de référence est celui de Maningory car il présente presque des caractéristiques topographiques, géomorphologiques, climatologiques, et hydrologiques similaires à notre bassin d'étude.

Le coefficient de transposition est exprimé par la formule :

$$C_t = \left(\frac{S_e}{S_r}\right) \left(\frac{I_e}{I_r}\right) \quad (49)$$

Avec :

C_t : coefficient de transposition

S_e superficie du bassin versant d'étude en km²

S_r superficie du bassin versant de référence en km²

I_e pente du bassin versant d'étude en m/km

I_r : pente du bassin versant de référence en m/km



En définitive, la valeur finale du débit de crue de notre bassin versant est égale à la moyenne des deux débits calculés respectivement à partir de la formule de Manning-Strickler et de la formule de station de référence.

Après calcul, nous trouvons : $Q_{\text{crue}} = 248,71 \text{ m}^3/\text{s}$

✚ Crues de diverses fréquences

Il y a plusieurs méthodes pour pouvoir estimer les crues de diverses fréquences à savoir la méthode rationnelle ou la méthode de Louis Duret.

Puisque la superficie du bassin versant est de $51,04 \text{ km}^2$, alors on peut les estimer par la méthode de Louis-Duret.

La formule de Louis DURET est établie pour l'étude des crues dans les bassins versants ; le débit de crue de période de retour T est donné par l'une des formules simplifiées ci - après :

- $Q_T = 0,002 S^{0,8} I^{0,32} P_T^{1,39}$ pour $S > 150 \text{ km}^2$
- $Q_T = 0,009 S^{0,5} I^{0,32} P_T^{1,39}$ pour $S < 150 \text{ km}^2$ (50)

Avec :

S superficie du bassin versant en km^2

I pente du bassin versant en m/km

Q_T : débit de crue de période de retour T en m^3/s

P_T : pluie maximale de 24 heures tombée en un point du bassin versant pour la même période de retour T en mm

Nous utilisons la deuxième formule car la superficie du bassin versant est inférieure à 150 km^2 .

Les résultats figurent dans le tableau ci-dessous et les détails dans l'annexe 3.

Tableau 57. Crues de diverses fréquences

	T (ans)	F	u	P _T (mm)	Q _T (m ³ /s)
Année humide	5	0,8	1,500	222,95	369,05
	10	0,9	2,250	231,32	388,46
	20	0,95	2,970	239,35	407,33
	25	0,96	3,199	241,90	413,37
	50	0,98	3,902	249,74	432,13
	100	0,99	4,600	257,53	450,98
Année médiane	2	0,5	0,367	210,30	340,28
Année sèche	5	0,2	-0,476	200,90	319,33
	10	0,1	-0,834	196,91	310,53
	20	0,05	-1,097	193,97	304,12
	25	0,04	-1,169	193,17	302,37
	50	0,02	-1,364	190,99	297,65
	100	0,01	-1,527	189,17	293,71

VIII.3.3.4.2. Etude des étiages

✚ Définition

L'étiage est la période de la saison sèche où le débit d'un cours d'eau atteint sa valeur minimale de l'année. Or pour de nombreux projets, la connaissance de cette valeur minimale est essentielle, surtout pour les projets d'aménagement hydroélectrique qui est effectivement notre cas.

✚ Calcul des débits

Le calcul du débit d'étiage s'est fait d'une méthode analogue à celui du calcul du débit de crue. La seule différence s'observe au niveau des valeurs prises.

Dans le calcul du débit à partir de la formule de Manning-Strickler, la surface mouillée obtenue dans le logiciel COVADIS correspond à une hauteur d'eau minimale, résultat de la même enquête lors de la descente sur terrain.

Le débit d'étiage du bassin versant de Sahambano est déterminé en effectuant la moyenne des débits calculés par l'intermédiaire des formules de Manning-Strickler et de station de référence donnant ainsi un valeur égale à : $Q_{\text{étiage}} = 3,34 \text{ m}^3/\text{s}$.



VIII.3.3.4.3. Commentaire des résultats

Les débits extrêmes (débit de crue et débit d'étiage) ont été pu estimés après l'application des différentes procédures vues précédemment malgré la grande lacune de données que nous avons pu exploiter. A présent, il est nécessaire de déterminer la période de retour de ces débits plus exactement pour celle de la crue afin de pouvoir juger de la fiabilité de l'ouvrage.

En comparant la valeur du débit de crue selon Manning-Strickler avec les valeurs de débits de crue de diverses fréquences obtenues par l'intermédiaire de la formule de Louis-Duret, on peut conclure que ce débit correspond à une période de retour de 50 ans.

✚ Transformation des hauteurs limnimétriques mesurées réellement sur terrain en débits

A présent, nous allons procéder à une conversion des hauteurs limnimétriques mesurées réellement sur terrain en débits pour s'assurer de la fiabilité du jaugeage qui a eu lieu le 27 juillet 1012. Pour cela, on a utilisé la formule de Manning-Strickler. L'application de cette formule a pu avoir lieu en utilisant des valeurs de section et de périmètre mouillés correspondant à des hauteurs limnimétriques mesurées directement au droit du site du barrage. A ceux-là s'ajoute la valeur du débit issu du seul jaugeage effectué par le bureau d'étude qui s'est chargé de l'Etude d'Avant-projet Sommaire, datant du 27 juillet 2012.

La collecte de ces hauteurs d'eau s'est effectué pendant les mois de février jusqu'au mois de juin 2013. Par la suite, nous les avons transformés en débit en adoptant la méthodologie suivante :

➤ nous avons supposé que le débit mesuré lors de l'étude d'APS correspond à une valeur moyenne de débit et fixé pour le mois de juillet. Ainsi, on a cherché la hauteur limnimétrique qui correspond à ce débit en manipulant le profil en travers au droit de l'emplacement du futur barrage, tracé à l'aide du logiciel COVADIS ;

➤ nous avons pris deux valeurs de hauteur plus ou moins égales à 20 cm par rapport à celle de la hauteur correspondant au débit considéré précédemment. Puis, toujours sur le logiciel COVADIS, nous avons pu obtenir les valeurs de la section et du périmètre mouillés y correspondants. Enfin, en appliquant la formule de Manning-Strickler nous avons déterminé les débits relatifs à ces hauteurs ;

➤ à partir de ces trois valeurs de débits, nous avons tracé la courbe de tarage et nous avons utilisé l'équation de sa courbe de tendance pour pouvoir transformer toutes les hauteurs limnimétriques en débits.

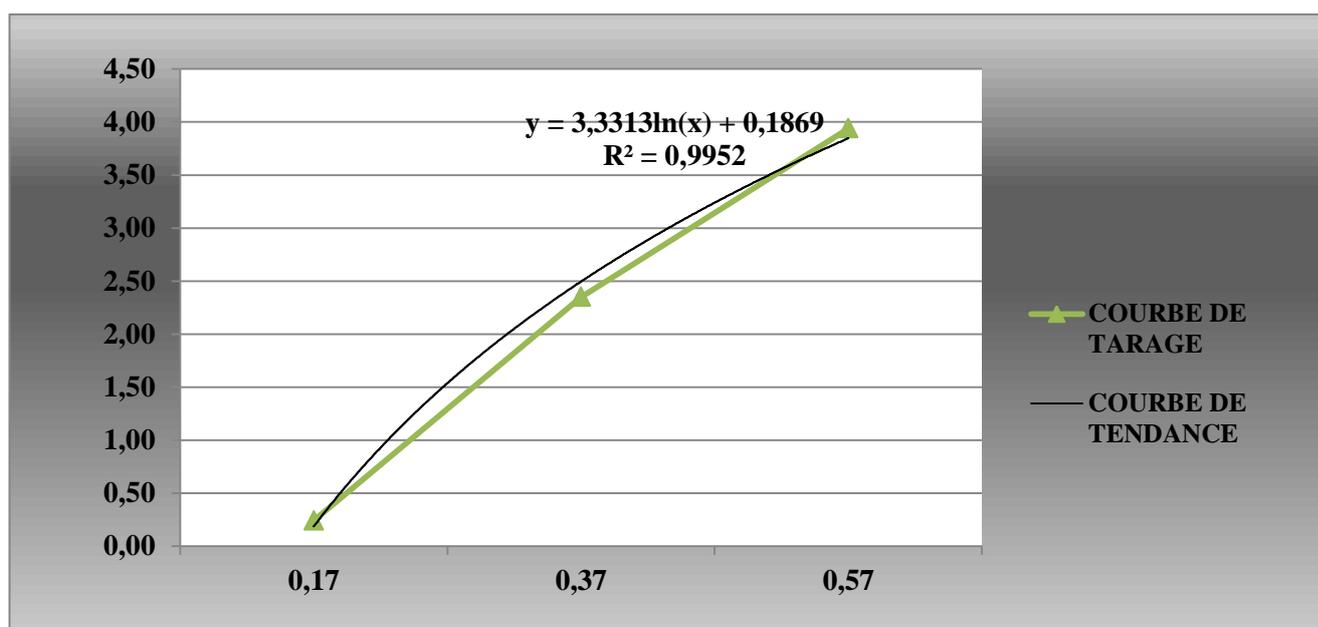
Les détails de ces différentes étapes figureront en annexe 3 du présent ouvrage et les résultats sont résumés ci-dessous :

Tableau 58. Relation débit-hauteur

Indice	H (m)	P (km)	S (km ²)	R (km)	I (m/km)	Q (m ³ /s)
0	0,37	40,02	4,68	0,12	0,002	2,35
1	0,17	25,62	1,31	0,05	0,002	0,24
2	0,57	51,41	9,23	0,18	0,002	3,94

La courbe de tarage correspondante est représentée comme suit :

Figure 8. Courbe de tarage avec sa courbe de tendance



A partir de ces courbes, la conversion des hauteurs limnimétriques en débits est résumée dans le tableau qui suit :



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Tableau 59. Transformation des hauteurs limnimétriques en débits

Date	30/01/2013	31/01/2013	01/02/2013	02/02/2013	03/02/2013	04/02/2013	05/02/2013	06/02/2013	07/02/2013	08/02/2013	09/02/2013
H(m)	1,90	1,70	1,90	1,35	1,25	1,20	1,24	1,28	1,25	1,26	1,28
	2,30	1,42	2,40	1,26	1,24	1,17	1,27	1,26	1,25	1,30	1,26
Q (m ³ /s)	2,32	1,95	2,32	1,19	0,93	0,79	0,90	1,01	0,93	0,96	1,01
	2,96	1,35	3,10	0,96	0,90	0,71	0,98	0,96	0,93	1,06	0,96

Date	10/02/2013	11/02/2013	12/02/2013	13/02/2013	14/02/2013	15/02/2013	16/02/2013	17/02/2013	18/02/2013	19/02/2013	20/02/2013
H(m)	1,30	1,26	1,24	1,26	1,34	1,30	1,30	1,30	1,40	1,34	1,38
	1,28	1,25	1,30	1,30	1,28	1,34	1,26	1,30	1,36	1,38	1,42
Q (m ³ /s)	1,06	0,96	0,90	0,96	1,16	1,06	1,06	1,06	1,31	1,16	1,26
	1,01	0,93	1,06	1,06	1,01	1,16	0,96	1,06	1,21	1,26	1,35

Date	21/02/2013	22/02/2013	23/02/2013	24/02/2013	25/02/2013	26/02/2013	27/02/2013	28/02/2013	01/03/2013	02/03/2013	03/03/2013
H(m)	1,34	1,38	1,30	1,25	1,28	1,26	1,25	1,24	1,26	1,26	1,26
	1,36	1,42	1,27	1,24	1,25	1,24	1,24	1,25	1,25	1,25	1,25
Q (m ³ /s)	1,16	1,26	1,06	0,93	1,01	0,96	0,93	0,90	0,96	0,96	0,96
	1,21	1,35	0,98	0,90	0,93	0,90	0,90	0,93	0,93	0,93	0,93

Date	04/03/2013	05/03/2013	06/03/2013	07/03/2013	08/03/2013	09/03/2013	10/03/2013	11/03/2013	12/03/2013	13/03/2013	14/03/2013
H(m)	1,28	1,30	1,32	1,34	1,35	1,32	1,38	1,34	1,30	1,30	1,35
	1,30	1,35	1,30	1,34	1,30	1,35	1,40	1,32	1,29	1,34	1,34
Q (m ³ /s)	1,06	1,06	1,11	1,16	1,19	1,11	1,26	1,16	1,06	1,06	1,19
	1,01	1,19	1,06	1,16	1,06	1,19	1,31	1,11	1,03	1,16	1,16



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Date	15/03/2013	16/03/2013	17/03/2013	18/03/2013	19/03/2013	20/03/2013	21/03/2013	22/03/2013	23/03/2013	24/03/2013	25/03/2013
H(m)	1,24	1,36	1,25	1,25	1,25	1,24	1,26	1,30	1,32	1,28	1,28
	1,24	1,28	1,28	1,25	1,23	1,24	1,24	1,28	1,30	1,30	1,30
Q (m ³ /s)	0,90	1,21	0,93	0,93	0,93	0,90	0,96	1,06	1,11	1,01	1,01
	0,90	1,01	1,01	0,93	0,88	0,90	0,90	1,01	1,06	1,06	1,06

Date	26/03/2013	27/03/2013	28/03/2013	29/03/2013	30/03/2013	31/03/2013	08/04/2013	09/04/2013	10/04/2013	11/04/2013	12/04/2013
H(m)	1,30	1,34	1,30	1,34	1,30	1,34	1,28	1,34	1,36	1,34	1,32
	1,32	1,32	1,38	1,30	1,32	1,36	1,34	1,38	1,34	1,36	1,30
Q (m ³ /s)	1,06	1,16	1,06	1,16	1,06	1,16	1,01	1,16	1,21	1,16	1,11
	1,11	1,11	1,26	1,06	1,11	1,21	1,16	1,26	1,16	1,21	1,06

Date	13/04/2013	14/04/2013	15/04/2013	16/04/2013	17/04/2013	18/04/2013	19/04/2013	20/04/2013	21/04/2013	22/04/2013	23/04/2013
H(m)	1,34	1,3	1,28	1,26	1,25	1,24	1,24	1,28	1,3	1,3	1,28
	1,34	1,28	1,26	1,25	1,24	1,24	1,24	1,28	1,32	1,28	1,26
Q (m ³ /s)	1,16	1,06	1,01	0,96	0,93	0,90	0,90	1,01	1,06	1,06	1,01
	1,16	1,01	0,96	0,93	0,90	0,90	0,90	1,01	1,11	1,01	0,96

Date	24/04/2013	25/04/2013	26/04/2013	27/04/2013	28/04/2013	29/04/2013	30/04/2013	01/05/2013	02/05/2013	03/05/2013	04/05/2013
H(m)	1,26	1,30	1,30	1,30	1,31	1,25	1,26	1,25	1,28	1,25	1,28
	1,25	1,31	1,28	1,30	1,30	1,26	1,25	1,28	1,26	1,26	1,28
Q (m ³ /s)	0,96	1,06	1,06	1,06	1,09	0,93	0,96	0,93	1,01	0,93	1,01
	0,93	1,09	1,01	1,06	1,06	0,96	0,93	1,01	0,96	0,96	1,01



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Date	05/05/2013	06/05/2013	07/05/2013	08/05/2013	09/05/2013	10/05/2013	11/05/2013	12/05/2013	13/05/2013	16/05/2013	17/05/2013
H(m)	1,3	1,28	1,26	1,26	1,25	1,25	1,25	1,25	1,24	1,26	1,28
	1,28	1,26	1,25	1,25	1,24	1,25	1,25	1,24	1,25	1,27	1,26
Q (m ³ /s)	1,06	1,01	0,96	0,96	0,93	0,93	0,93	0,93	0,90	0,96	1,01
	1,01	0,96	0,93	0,93	0,90	0,93	0,93	0,90	0,93	0,98	0,96

Date	18/05/2013	19/05/2013	20/05/2013	21/05/2013	22/05/2013	23/05/2013	24/05/2013	25/05/2013	26/05/2013	03/06/2013	04/06/2013
H(m)	1,28	1,25	1,25	1,28	1,25	1,25	1,26	1,276	1,25	1,26	1,26
	1,26	1,25	1,27	1,27	1,24	1,25	1,27	1,25	1,24	1,25	1,26
Q (m ³ /s)	1,01	0,93	0,93	1,01	0,93	0,93	0,96	0,93	0,93	0,96	0,96
	0,96	0,93	0,98	0,98	0,90	0,93	0,98	0,93	0,90	0,93	0,96

Date	05/06/2013	06/06/2013	07/06/2013	08/06/2013	09/06/2013	10/06/2013	11/06/2013	12/06/2013	13/06/2013	14/06/2013	15/06/2013
H(m)	1,26	1,26	1,25	1,3	1,26	1,25	1,26	1,26	1,26	1,27	1,28
	1,25	1,26	1,3	1,28	1,26	1,26	1,28	1,25	1,25	1,26	1,27
Q (m ³ /s)	0,96	0,96	0,93	1,06	0,96	0,93	0,96	0,96	0,96	0,98	1,01
	0,93	0,96	1,06	1,01	0,96	0,96	1,01	0,93	0,93	0,96	0,98

Date	16/06/2013	17/06/2013	18/06/2013	19/06/2013	20/06/2013	21/06/2013	22/06/2013	23/06/2013
H(m)	1,26	1,28	1,28	1,27	1,287	1,28	1,26	1,3
	1,28	1,27	1,26	1,28	1,27	1,28	1,3	1,3
Q (m ³ /s)	0,96	1,01	1,01	0,98	1,03	1,01	0,96	1,06
	1,01	0,98	0,96	1,01	0,98	1,01	1,06	1,06



VIII.3.4. Représentation des données hydrométriques

Il existe plusieurs façons de représenter les débits mesurés en fonction du temps, de façon à pouvoir les interpréter selon les besoins. Les représentations peuvent être graphiques ou dans un tableau mais d'une façon générale, on distingue les différentes valeurs spécifiques suivantes :

- les débits moyens ;
- les débits classés.

VIII.3.4.1. Débits moyens

Concernant les débits moyens, nous allons voir en particulier les débits moyens journaliers, les débits moyens annuels et les débits moyens mensuels.

VIII.3.4.1.1. Débits moyens journaliers

Ils sont déterminés soit :

- à partir des moyennes arithmétiques des débits relevés pendant la journée
- à partir de l'estimation de la quantité d'eau écoulée pendant la journée divisée par le nombre de secondes par jour. Cette estimation de la quantité d'eau écoulée pendant la journée en mètres cubes est obtenue à partir de la mesure de la surface en dessous de l'hydrogramme pour la journée considérée.

Pour notre cas, nous allons opter pour la première proposition. Pour cela, nous allons effectuer la moyenne arithmétique des débits obtenus à partir des hauteurs limnimétriques vues précédemment. Le nombre de relevés étant de deux (2) durant la journée (au début de la matinée et vers la fin de l'après-midi). La relation qui suit exprime cette méthode.

$$\bar{Q}_J = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n Q(i, \Delta t) \quad (51)$$

Avec

- \bar{Q}_J Débit moyen journalier en m^3/s ;
n Nombre de relevés durant la journée ;
 $Q(i, \Delta t)$: Débit relevé à un instant t en m^3/s .

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Tableau 60. Débits moyens journaliers

Date	30/01/2013	31/01/2013	01/02/2013	02/02/2013	03/02/2013	04/02/2013	05/02/2013	06/02/2013	07/02/2013	08/02/2013
Débits moyens journaliers	2,64	1,65	2,71	1,07	0,92	0,75	0,94	0,98	0,93	1,01

Date	09/02/2013	10/02/2013	11/02/2013	12/02/2013	13/02/2013	14/02/2013	15/02/2013	16/02/2013	17/02/2013	18/02/2013
Débits moyens journaliers	0,98	1,03	0,94	0,98	1,01	1,08	1,11	1,01	1,06	1,26

Date	19/02/2013	20/02/2013	21/02/2013	22/02/2013	23/02/2013	24/02/2013	25/02/2013	26/02/2013	27/02/2013	28/02/2013
Débits moyens journaliers	1,21	1,31	1,19	1,31	1,02	0,92	0,97	0,93	0,92	0,92

Date	01/03/2013	02/03/2013	03/03/2013	04/03/2013	05/03/2013	06/03/2013	07/03/2013	08/03/2013	09/03/2013	10/03/2013
Débits moyens journaliers	0,94	0,94	0,94	1,03	1,12	1,09	1,16	1,12	1,15	1,28

Date	11/03/2013	12/03/2013	13/03/2013	14/03/2013	15/03/2013	16/03/2013	17/03/2013	18/03/2013	19/03/2013	20/03/2013
Débits moyens journaliers	1,14	1,05	1,11	1,17	0,90	1,11	0,97	0,93	0,90	0,90

Date	21/03/2013	22/03/2013	23/03/2013	24/03/2013	25/03/2013	26/03/2013	27/03/2013	28/03/2013	29/03/2013	30/03/2013
Débits moyens journaliers	0,93	1,03	1,09	1,03	1,03	1,09	1,14	1,16	1,11	1,09

Date	31/03/2013	09/04/2013	10/04/2013	11/04/2013	12/04/2013	13/04/2013	14/04/2013	15/04/2013	16/04/2013	17/04/2013
Débits moyens journaliers	1,19	1,08	1,21	1,19	1,19	1,09	1,16	1,03	0,98	0,94



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Date	18/04/2013	19/04/2013	20/04/2013	21/04/2013	22/04/2013	23/04/2013	24/04/2013	25/04/2013	26/04/2013	27/04/2013
Débits moyens journaliers	0,92	0,90	0,90	1,01	1,09	1,03	0,98	0,94	1,07	1,03

Date	28/04/2013	29/04/2013	30/04/2013	01/05/2013	02/05/2013	03/05/2013	04/05/2013	05/05/2013	06/05/2013	07/05/2013
Débits moyens journaliers	1,06	1,07	0,94	0,94	0,97	0,98	0,94	1,01	1,03	0,98

Date	08/05/2013	09/05/2013	10/05/2013	11/05/2013	12/05/2013	13/05/2013	14/05/2013	17/05/2013	18/05/2013	19/05/2013
Débits moyens journaliers	0,94	0,94	0,92	0,93	0,93	0,92	0,92	0,97	0,98	0,98

Date	20/05/2013	21/05/2013	22/05/2013	23/05/2013	24/05/2013	25/05/2013	26/05/2013	27/05/2013	04/06/2013	05/06/2013
Débits moyens journaliers	0,93	0,96	1,00	0,92	0,93	0,97	0,96	0,92	0,94	0,96

Date	06/06/2013	07/06/2013	08/06/2013	09/06/2013	10/06/2013	11/06/2013	12/06/2013	13/06/2013	14/06/2013	15/06/2013
Débits moyens journaliers	0,94	0,96	0,99	1,03	0,96	0,94	0,98	0,94	0,94	0,97

Date	16/06/2013	17/06/2013	18/06/2013	19/06/2013	20/06/2013	21/06/2013	22/06/2013	23/06/2013	24/06/2013
Débits moyens journaliers	1,00	0,98	1,00	0,98	1,00	1,00	1,01	1,01	1,06

**VIII.3.4.1.2. Débits moyens annuels**

Le débit moyen annuel peut se calculer soit :

- à partir de la moyenne arithmétique des débits moyens journaliers (il diffère pratiquement de la moyenne arithmétique des débits moyens mensuels) ;
- à partir de la valeur moyenne entre la formule développée par le Centre Technique de Génie Rural des Eaux et Forêts (CTGREF) et la méthode de station de référence des apports de débits.

Nous allons opter pour la seconde solution à cause de la lacune de données en notre possession. Le tableau 61 nous permet de représenter les valeurs des débits moyens annuels dans le tableau ci-dessous.

Tableau 61. Débits moyens annuels

	Année sèche				Année médiane	Année humide			
	5	10	20	50	2	5	10	20	50
Q_a (L/s)	379,81	354,97	335,49	312,76	429,48	476,65	511,42	536,94	564,85
Q_a (m ³ /s)	2,96	2,76	2,61	2,44	3,34	3,71	3,98	4,18	4,40

VIII.3.4.1.3. Débits moyens mensuels

Ils sont calculés soit :

- en prenant chaque mois la moyenne arithmétique des débits moyens journaliers ;

$$\bar{Q}_m = \frac{1}{N} \sum_{i=0}^N \bar{Q}_j \quad (52)$$

Avec:

\bar{Q}_m : débit moyen mensuel en m³/s

N : nombre de jours du mois m

\bar{Q}_j : débit moyen journalier en m³/s

- à partir des débits moyens annuels multipliés par le coefficient de répartition mensuelle.



Après calcul, on trouve :

Tableau 62. Débits moyens mensuels

CR	Mois	Année sèche				Année médiane	Année humide			
		5	10	20	50		2	5	10	20
13,4	Janvier	4,76	4,44	4,20	3,92	5,38	5,97	6,40	6,72	7,07
14,8	Février	5,25	4,91	4,64	4,33	5,94	6,59	7,07	7,43	7,81
15,8	Mars	5,61	5,24	4,95	4,62	6,34	7,04	7,55	7,93	8,34
9,9	Avril	3,51	3,28	3,10	2,89	3,97	4,41	4,73	4,97	5,23
6,9	Mai	2,45	2,29	2,16	2,02	2,77	3,07	3,30	3,46	3,64
5,7	Juin	2,02	1,89	1,79	1,67	2,29	2,54	2,72	2,86	3,01
5,8	Juillet	2,06	1,92	1,82	1,70	2,33	2,58	2,77	2,91	3,06
6	Août	2,13	1,99	1,88	1,75	2,41	2,67	2,87	3,01	3,17
4,4	Septembre	1,56	1,46	1,38	1,29	1,77	1,96	2,10	2,21	2,32
3,6	Octobre	1,28	1,19	1,13	1,05	1,44	1,60	1,72	1,81	1,90
4,5	Novembre	1,60	1,49	1,41	1,32	1,81	2,00	2,15	2,26	2,38
9,2	Décembre	3,27	3,05	2,88	2,69	3,69	4,10	4,40	4,62	4,86

VIII.3.4.2. Débits caractéristiques

Afin d'évaluer la régularité du débit qu'offre un site, ainsi que la disponibilité d'un débit minimum exploitable, le tracé de la courbe des débits classés s'avère nécessaire. En effet, ladite courbe affiche l'historique des débits moyens journaliers du site qui sont classés selon le pourcentage du temps où celui-ci est atteint ou dépassé. Ainsi donc, la courbe des débits classés permet d'estimer et d'évaluer la puissance garantie d'un site.

A partir des débits journaliers on estimera les débits classés, c'est-à-dire qu'il faut classer les débits journaliers pendant une année suivant les ordres décroissants et on tire :

- le débit caractéristique maximal ou de crue (DCM ou DCC) ;
- le débit dépassé ou égal à 10 jours par an ;
- le débit caractéristique médian ou de 6 mois (DC6) ;
- le débit caractéristique de 3, 9 ou 10 mois (DC3, DC9 ou DC10) dépassé ou égal à 3, 9 et 10 mois par an ;
- le débit caractéristique d'étiage (DCE), dépassé ou égal à 355 jours par an.

Pour le tracé, on portera :

- en abscisse la fréquence d'apparition de l'ensemble des débits supérieurs au débit porté en ordonnée ;
- en ordonnée le débit maximal (ou moyen) journalier.

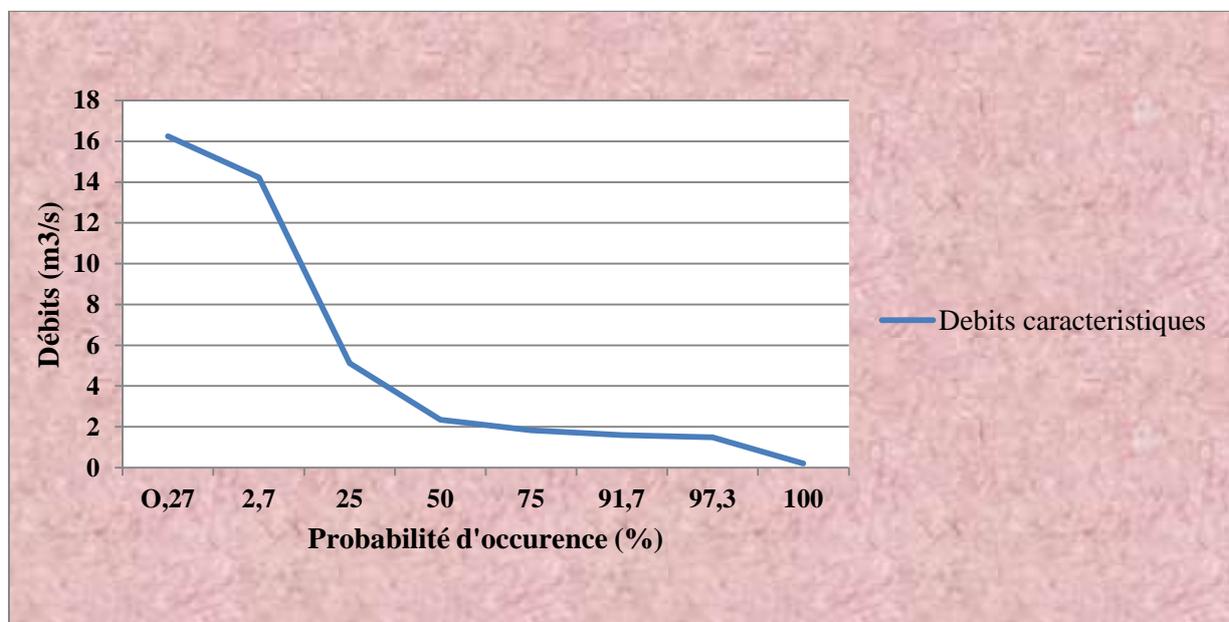
Pour notre cas, les débits réels, mesurés sur terrain sont insuffisants pour pouvoir tracer cette courbe. Alors, la courbe des débits mensuels classés, a été établie à partir des relevés sur 13 années de débits de la Maningory et puis ensuite ceux-ci ont été transposés à notre site.

Ces données seront représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 63. Débits caractéristiques du bassin versant

Débits caractéristiques	Qjmin	DCE	DC11	DC9	DC6	DC3	DCC	Qjmax
Probabilités d'occurrence (%)	100	97,3	91,7	75	50	25	2,7	0,27
Q (m ³ /s)	0,19	1,48	1,59	1,83	2,34	5,11	14,23	16,25

Figure 9. Courbe des débits classés



On constate que le débit minimal extrême est de 0,19 m³/s tandis que le débit journalier maximal extrême atteint 16,25 m³/s.

VIII.3.4.3. Analyse hydrologique

Compte tenue des débits classés, du débit réservé et de la hauteur de chute avec les pertes et des rendements des équipements, on peut déduire les puissances électriques garanties sur m mois selon l'expression :

$$P = \eta \rho g Q_m H = 7,75 Q H \quad (53)$$



Avec:

- η : rendement de l'usine
 ρ : masse volumique de l'eau en g/cm^3
 g : accélération de la pesanteur en g/cm^2
 Q_m : débit moyen en m^3/s
 H : hauteur de chute brute en m

Tableau 64. Puissance garantie mensuelle

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Q_m	5,43	6,00	6,40	4,01	2,80	2,31	2,35	2,43	1,78	1,46	1,82	3,73
$P_{\text{élec}}$ (kW)	2 314,5	2 554,2	2 710,4	1 079,3	1 193,5	984,6	1 001,7	1 035,8	758,7	622,3	775,8	1 589,9

On déduit de ce tableau qu'une puissance installée de 600 kW est garantie 12 mois sur 12 pendant une année, sous une hauteur de chute brute de 55 m.

VIII.3.4.4. Débit d'équipement

C'est le débit nécessaire pour l'exploitation de la MCH, il est en fonction des différentes pertes et la hauteur de chute.

$$Q_e = \frac{P_{\text{installée}}}{\rho g H e_t e_g (1 - l_{\text{hydr}})(1 - l_{\text{trans}})} \quad (54)$$

Avec:

- Q_e : débit d'équipement en m^3/s
 $P_{\text{installée}}$: puissance installée en kW
 H : hauteur de chute brute en m
 e_t : rendement de la turbine
 e_g : rendement de la génératrice
 l_{hydr} : perte hydraulique
 l_{trans} : perte dans le transformateur



En prenant les valeurs suivantes :

Tableau 65. Valeurs des paramètres dans la formule du débit d'équipement

Désignation	Symbole	Valeur
Perte hydraulique	I_{hydr}	0,16
Perte dans le transformateur	I_{trans}	0,02
Rendement de la turbine	e_t	0,81
Rendement de la génératrice	e_g	0,92

Le débit d'équipement est de $2,27 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une puissance installée de 600 kW.

VIII.3.4.5. Débit réservé

Le débit réservé (aussi appelé débit résiduel) doit être maintenu en permanence dans le lit de la rivière, notamment pour le maintien de la faune et de la flore.

En se référant au cours d'aménagement hydroélectrique, la valeur de débit réservé préconisée est de 10 % du débit de la rivière.



Chapitre IX. ETUDE DES STRUCTURES HYDRAULIQUES ET DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL

Les schémas d'aménagements hydroélectriques réalisés dépendent essentiellement des circonstances locales et sont d'une extrême diversité. Tous cependant peuvent être ramenés à deux types fondamentaux dont ils sont des variantes ou des combinaisons : l'aménagement par dérivation et l'aménagement par retenue.

En ce qui nous concerne, nous allons interrompre le cours naturel de la rivière, en construisant au travers de son lit un barrage de dérivation. Ce choix a été défini après avoir analysé l'adéquation des ressources et des besoins. De ce fait, on oblige la rivière à s'engager dans le canal d'améné précédé directement par une prise d'eau, placée juste en amont des vannes de dérivations calées à une certaine hauteur de telle sorte que le débit de $2,27 \text{ m}^3/\text{s}$ soit obtenue pour une assez grande période pendant toute l'année. Le canal d'améné est de faible pente et suit donc à peu près la ligne de niveau correspondant à l'altitude de la prise d'eau et aboutit ainsi à une chambre de mise en charge située à un point dominant de l'usine.

De la chambre de mise en charge partent des conduites forcées en acier soudé suivant la ligne de plus grande pente, et aboutissent à l'usine afin d'alimenter les turbines hydrauliques. L'énergie électrique est donc produite par la transformation de l'énergie cinétique de l'eau en énergie électrique par l'intermédiaire de la turbine couplée à un générateur électrique. A la sortie de la turbine, l'eau est restituée au canal de fuite.

Les paragraphes suivants se consacreront sur la description de ces divers ouvrages ainsi qu'à leur dimensionnement. Nous signalons que ce document devrait être complété par une étude des réseaux de distribution c'est-à-dire des lignes de transport de l'énergie.

IX.1. Généralités

L'aménagement proposé est destiné à l'alimentation en énergie électrique de la Commune Rurale de Saranambana dans le District de Fenoarivo-Atsinanana.

Les caractéristiques principales de l'aménagement sont donc :

- chute brute : 55 m ;
- chute nette : 54 m.

La hauteur de chute brute et la hauteur de chute nette sont liées par la relation :

$$H_n = H_b - (\delta + \delta') \quad (55)$$

Avec:

- H_n : débit d'équipement en m^3/s
 H_b : hauteur de chute brute en m
 δ : perte de charge totale dans le canal d'amené en m
 δ' : perte de charge totale dans les conduites forcées en m

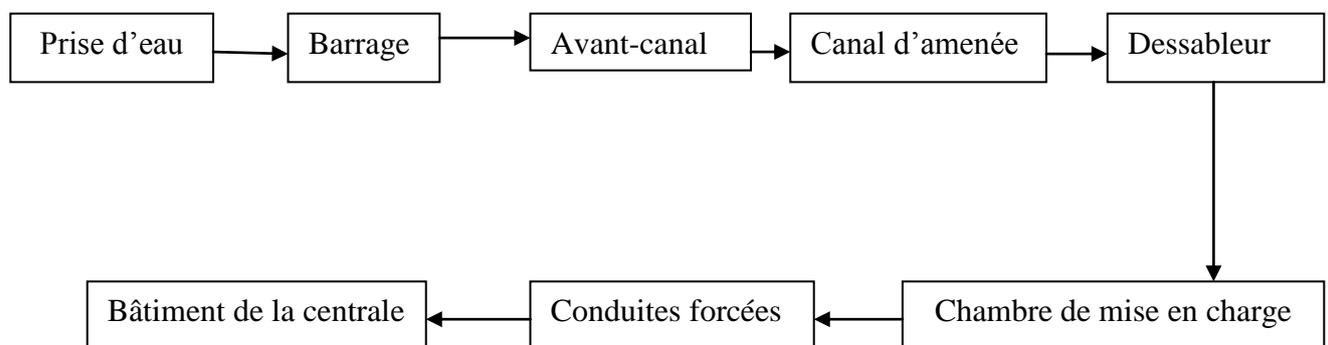
En général, l'aménagement comprend essentiellement de l'amont vers l'aval :

- un barrage dont le seuil en rivière est calé à la côte 167, accompagnée d'ouvrages de chasse (évacuateur de crue et vidange de fond) ;
- une prise d'eau latérale ;
- un canal d'amenée d'une longueur totale de 354 m ;
- une chambre de mise en charge ;
- une conduite forcée d'une longueur totale de 138 m ;
- une usine équipée de deux turbines de type FRANCIS dont les puissances sont de 300 kW chacune.

L'aménagement d'une piste d'accès au site environ d'une longueur de 1,5 km sera aussi nécessaire pour compléter l'aménagement.

Le schéma de principe suivant résume les ouvrages cités ci-dessus.

Figure 10. Schéma de l'aménagement





IX.2. Description et calcul des ouvrages

IX.2.1. Barrage

IX.2.1.1. Choix du type

Pour arriver à choisir le type de barrage à construire, il serait judicieux de faire une adéquation entre les ressources en eau disponible et des besoins en électricité de la population car c'est de cela que dépend ce choix.

Concernant les matériaux de construction, il sera confectionné en béton armé pour la simple raison que l'ouvrage soit résistant et pérenne.

IX.2.1.1.1. Adéquation ressources-besoins

La confrontation des ressources en eau disponibles aux besoins en eau nous permet de dresser l'adéquation ressources-besoins.

D'un côté, nous avons vu précédemment que le débit d'équipement de notre site est de $2,27 \text{ m}^3/\text{s}$. De l'autre côté, l'analyse fréquentielle des débits nous a montré que le débit d'étiage est de $3,34 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce qui satisfait largement les besoins en électricité de la population.

Cette adéquation des ressources et des besoins est expliquée par le tableau donné dans l'annexe 5 du présent document.

IX.2.1.1.2. Conclusion partielle

Vu que la capacité du site arrive à satisfaire les besoins de la population, pour la raison que c'est un aménagement de plaines et aussi pour une raison économique, il ne sera pas nécessaire de faire de réservoir, donc l'installation sera au fil de l'eau.

Le barrage sera ancré sur une fondation rocheuse, du type «poids», de profil trapézoïdal, construit en béton armé, de 33 m de longueur et d'une hauteur maximale de 2 m. La crête du barrage au niveau de la prise d'eau est fixée à une altitude de 167 m.



IX.2.1.2. Dimensionnement du barrage

Le dimensionnement du barrage est fait de telle façon à satisfaire les conditions de stabilité du barrage de dérivation à ce que le barrage-poids soit :

- stable au glissement
- stable au renversement
- stable du point de vue élastique

L'étude de la stabilité a été faite à l'aide d'un programme sous feuille Excel dont les détails sont en annexe 3. Les résultats de ces calculs nous ont permis de conclure que le barrage est stable sauf au glissement car :

- le coefficient de stabilité au glissement est $K_g = 1,33 < 1,5$
- le coefficient de stabilité au renversement est $K_r = 1,59 > 1,5$
- le coefficient de stabilité à la flottaison est $K_f = 1,48 > 1,1$

Nous voyons que la stabilité du barrage au glissement se trouve à une extrême limite. Pour y remédier, nous allons mettre en place des cannes d'ancrages pour assurer sa stabilité.

Nous savons que le barrage est stable au glissement si :

$$K_g = \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{X} \geq 1,5$$

Avec :

$$N = W - S_p + F_{\text{canne}}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,75$$

$$X = P$$

Tout calcul fait, nous avons trouvé que l'intensité de la force à laquelle la canne doit résister est de 5328,5 kg. Pour déterminer le nombre de cannes à utiliser, nous avons opté pour l'acier dont le diamètre est de 16 mm.



Ainsi, le barrage aura les dimensions comme l'indique le tableau ci-dessous.

Tableau 66. Caractéristiques du barrage

Désignation	Quantités	Unités
Type	Poids, trapézoïdal	
Matériaux	Béton armé	
Débit de crue	248,71	m ³ /s
Longueur du barrage	33	m
Fruit	1	
Largeur en crête	1,5	m
Largeur de base	5,5	m
Hauteur maximale (seuil+radier)	2,4	m
Epaisseur du radier	0,25	m
Cote de fond	165	m
Cote de crête	167	m

IX.2.1.3. Evacuateur de crue

Pour évacuer la crue pendant la saison de pluie, et pour la sécurité du barrage, il est nécessaire de vérifier si on a besoin de mettre en place un ouvrage de chasse tout en permettant d'évacuer le débit de crue.

D'après le calcul dans la partie hydrologie le débit de crue est de 248,71 m³/s. La formule du débit est telle que :

$$Q_1 = m L_1 \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (56)$$

Avec :

- Q_1 : débit passant au dessus du seuil en m³/s
- m : coefficient du déversoir
- L_1 : longueur du seuil en même temps longueur de chasse en m
- h : hauteur de la lame d'eau en dessus du seuil en m

D'après calcul, pour une longueur de seuil de 20 m et un débit de crue de 248,71 m³/s, on trouve une hauteur de lame d'eau de 2.26 m. Par conséquent, on n'a pas besoin de mettre un ouvrage de chasse car la longueur de barrage avec une lame d'eau de 2,26 m au dessus suffit pour l'évacuation de débit de crue.



IX.2.1.4. Ouvrage de vidange de fond

La dimension de la vanne de vidange de fond est donnée par la formule de l'orifice suivante :

$$Q = m b_V h_V (2 g (h - 0,5 h_V))^{1/2} \quad (57)$$

Avec :

- Q : débit moyen de la rivière en m³/s
m : coefficient du débit
b_V : largeur de l'orifice en m
h_V : hauteur de l'orifice en m
h : profondeur normale de l'eau dans la rivière en m

IX.2.2. Prise d'eau

On a vu que le débit à dériver est de 2,27 m³/s qui doivent être assuré pendant toute l'année surtout en période d'étiage. Essentiellement, l'ouvrage de prise s'ouvre sur une grille de protection inclinée à 45° qui est un assemblage de barreaux dont le but est de retenir tous débris pouvant entraver les turbines.

La prise d'eau sera de type latéral, implantée latéralement au barrage sur la rive gauche et calée à 165,1 m. Elle est intégrée dans le mur d'encrage du barrage et fonctionne en noyé.

Elle sera composée :

- d'un pertuis dimensionné pour un débit 2,27 m³/s ;
- d'une glissière en cornière pour guider la grille et le batardeau ;
- d'une vanne levante métallique à volant manuel qui sert à régler le débit de la prise ;
- d'un dégrilleur.

IX.2.2.1. Dimension de la prise

La section de la prise sera dimensionnée à partir de la formule suivante :

$$Q = m S \sqrt{2 g \Delta h} \quad (58)$$

Avec :

- Q : débit moyen de la rivière en m³/s
m : coefficient du débit en orifice noyé
g : accélération de la pesanteur en m/s²
 Δh : charge à l'axe du dégrilleur en m



Cette charge sera calculée à l'aide de la formule :

$$\Delta h = H_{\text{étiage}} - 0,5 H_p \quad (59)$$

Avec :

- Δh : charge à l'axe du dégrilleur en m
- $H_{\text{étiage}}$: hauteur d'eau minimale en étiage en m
- H_p : hauteur de l'orifice de prise en m

La hauteur de l'orifice de prise est telle que :

$$H_p = H_{b0} + H_{\text{sub}} \quad (60)$$

Avec :

- H_p : hauteur de l'orifice de prise en m
- H_{b0} : hauteur de bas de l'orifice par rapport au fond du canal en [m]
- H_{sub} : différence entre le dessus de l'orifice et le niveau d'eau dans le canal

IX.2.2.2. Perte de charge dans la prise

La perte de charge dans la prise est due à l'existence du dégrilleur et donnée par la relation :

$$h_p = k_t \sin \beta \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \quad (61)$$

Avec :

- h_p : perte de charge dans la prise en m
- k_t : coefficient de perte de charge selon la forme du barreau en m
- β : angle d'inclinaison du dégrilleur par rapport à l'horizontal
- t : épaisseur de barreau en mm
- b : espacement entre les barreaux en mm



D'après le calcul en annexe 3, les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 67. Caractéristiques de la prise d'eau

Désignation	Valeur	Unités
Type	Classique	
Hauteur d'eau minimale dans la rivière	0,25	m
Différence entre le dessus de l'orifice et le niveau d'eau dans le canal	0,1	m
Hauteur de bas de l'orifice par rapport au fond du barrage	0,1	m
Débit à dériver	2,27	m ³ /s
Coefficient de débit (seuil noyé)	0,7	
Hauteur du barrage (prise)	2	m
Section de la prise	1,89	m ²
Vitesse	1,2	m/s
PERTE PRISE		
Coefficient de perte de charge	1,8	
Espacement entre les grilles	50	mm
Epaisseur de la grille	12	mm
Inclinaison	45	degré
Perte de charge	0,23	m
Cote de fond	165,1	m

IX.2.3. Canal d'amenée

Le canal d'amenée est implanté le long de la bordure qui surplombe la rivière à l'extrémité gauche. Il est dimensionné pour transiter le débit d'équipement de 2,27 m³/s.

L'avant-canal sera de section trapézoïdale et le canal de section rectangulaire, implanté dans sa majeure partie dans le rocher. Un revêtement en béton permet d'éviter les fuites et d'assurer un écoulement libre optimal. L'extrémité aval du canal débouche sur la chambre de mise en charge.

L'avant-canal et le canal auront une longueur totale de 354 m, et dont les dimensions sont les suivantes :

Avant-canal trapézoïdal

- Largeur : 1.22 m
- Fruit : 1/3
- Hauteur : 1,25 m
- Pente : 0.5°/∞

Canal rectangulaire

- Largeur : 1,15 m
- Fruit : 0
- Hauteur : 1,25 m
- Pente : 1°/∞

Les dimensions des canaux sont données par la formule de Manning.

$$Q = K S R^{2/3} I^{1/2} \quad (62)$$

Avec :

- Q : débit à transiter en m³/s
- K : coefficient dépendant de la rugosité des parois des canaux
- R : rayon hydraulique en m
- I : pentes des canaux

Le rayon hydraulique sera calculé à partir de la formule qui suit :

$$R = \frac{S}{P} \quad (63)$$

Avec :

- R : rayon hydraulique en m
- S : section mouillée en m²
- P : périmètre mouille en m

Or la section mouillée est telle que :

$$S = h (b + m h) \quad (64)$$



Avec :

- S : section mouillée en m²
- h tirant d'eau dans le canal en m
- m fruit du canal
- b largeur du canal en m

Et le périmètre mouillé :

$$P = b + 2 h \sqrt{1 + m^2} \tag{65}$$

Avec :

- P : périmètre mouillé en m
- b largeur du canal en m
- h tirant d'eau dans le canal en m
- m fruit du canal

Alors le rayon hydraulique devient :

$$R = \frac{h (b + m h)}{b + 2 h \sqrt{1 + m^2}} \tag{66}$$

D'ailleurs, on doit vérifier que la vitesse de l'eau ne soit pas inférieure à la vitesse d'ensablement et ne soit pas non plus supérieure à la vitesse d'affouillement.

Tableau 68. Valeurs des vitesses d'ensablement et d'affouillement des canaux

Type	Maçonnerie de moellons et revêtu en béton
Vitesse d'ensablement (m/s)	0,8
Vitesse d'affouillement (m/s)	2
Coefficient de rugosité	70

Le tableau suivant résume l'application numérique pour le dimensionnement des canaux.

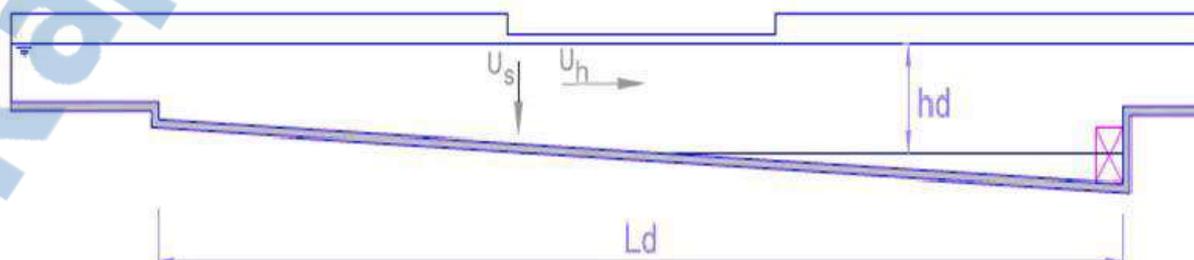
Tableau 69. Caractéristiques de l'avant-canal et du canal

Désignation	Valeurs		Unités
	Avant-canal	Canal	
Longueur	10	344	m ³ /s
Débit à transiter	2,27	2,27	
Pente	0,0005	0,001	
Coefficient de rugosité	70	70	
Fruit des berges	0,33	0	m
Largeur	1,22	1,15	m
Tirant d'eau	1	1,1	m
Revanche	0,25	0,15	m ²
Section mouillée	1,55	1,26	m
Périmètre mouille	3,33	3,35	m
Rayon hydraulique	0,5	0,4	m/s
Vitesse de l'eau	1,46	1,79	m
Perte de charge	0,005	0,344	m

IX.2.4. Bassin de décantation

Le bassin de décantation assure le rôle de piège à sable et à limon ainsi que de leur évacuation. Après le canal d'amenée se place directement le bassin de décantation qui est principalement composé par le déssableur.

Figure 11. Bassin de décantation



La vitesse horizontale de l'eau dans le bassin doit être assez faible pour que le petit grain ait le temps de tomber au fond avant d'arriver à la sortie du déssableur.



IX.2.4.2. Caractéristiques du déssableur

On a la relation suivante:

$$\frac{U_h}{U_s} = \frac{L_d}{h_d} \quad (67)$$

Avec :

- U_h : vitesse horizontale en m/s
- U_s : vitesse moyenne de sédimentation en m/s
- L_d : longueur du bassin de décantation en m
- h_d : tirant d'eau dans le bassin de décantation en m

La vitesse horizontale est comprise entre 0,2 et 0,3 m/s. Pour une largeur l_d du bassin de décantation, le débit est donné par la relation :

$$Q_{tr} = U_h h_d l_d \quad (68)$$

Avec :

- Q_{tr} : débit à transiter en m^3/s
- U_h : vitesse horizontale en m/s
- h_d : tirant d'eau dans le bassin de décantation en m
- l_d : largeur du bassin de décantation en m

D'ailleurs, la condition suivante doit être vérifiée pour assurer le bon fonctionnement du bassin de décantation : $L_d \geq 4 l_d$

Par conséquent, on a trois équations à trois inconnus et on déduit que:

$$L_d = \frac{2}{U_s} (Q U_s)^{1/2} \quad (69)$$

$$l_d = \frac{U_h}{4 U_s} h_d \quad (70)$$

$$L_d = 4 l_d \quad (71)$$



L'application numérique est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 70. Caractéristiques du déssableur

Désignation	Valeurs	Unités
Débit à transiter	2,27	m ³ /s
Vitesse horizontale	0,25	m/s
Vitesse moyenne de sédimentation	0,025	m/s
Hauteur du déssableur	1,91	m
Largeur du déssableur	5	m
Longueur du déssableur	20	m

IX.2.4.3. Ouvrages annexes du bassin de décantation

Les ouvrages annexes du bassin sont constitués:

- d'un déversoir
- d'un puits de purge
- des canaux coursiers

IX.2.4.3.1. Déversoir

Le déversoir sert à évacuer l'eau en excès dans les ouvrages pendant les périodes de crue, ses dimensions sont déterminées par la relation:

$$Q_{\max} - Q_{\text{tr}} = 1,8 l_{\text{dev}} h_{\text{dev}}^{1,5} \quad (72)$$

Où :

$$Q_{\max} = m S_p (2g (H_c - 0,5 H_p))^{1/2} \quad (73)$$

Avec :

Q_{\max}	débit maximal que peut recevoir la prise d'eau en période de crue en m ³ /s
Q_{tr}	: débit à transiter en m ³ /s
m	coefficient de débit
S_p	section de la prise en m ²
g	accélération de la pesanteur en m/s ²
H_c	hauteur d'eau en amont en période de crue en m
H_p	hauteur de l'orifice de prise en m
l_{dev}	largeur du déversoir en m
h_{dev}	hauteur d'eau dans le déversoir en m





Après calcul, on trouve : $l_{dév} = 0,2$ m et $h_{dév} = 2,45$ m

IX.2.4.3.2. Pertuis de purge

La dimension de la vanne de vidange de fond est donnée par la formule de l'orifice suivant:

$$Q = m b_v h_v (2 g (h - 0,5 h_v))^{1/2} \quad (74)$$

Avec :

Q	débit à transiter en m^3/s
m	coefficient de débit
b_v	largeur de l'orifice en m
h_v	Hauteur de l'orifice en m
h	profondeur normale de l'eau dans le bassin de décantation en m

Après calcul, on trouve $b_v = 8,3$ m et $h_v = 0,5$ m

IX.2.4.3.3. Canaux coursiers

Les dimensions des canaux coursiers sont aussi déterminées à partir de la formule de Manning Strickler:

$$Q = K S R^{2/3} I^{1/2} \quad (75)$$

Avec :

Q	: débit à transiter en m^3/s
K	coefficient dépendant de la rugosité des parois des canaux
R	: rayon hydraulique en m
I	pentés des canaux



Le tableau suivant résume les applications numériques pour les deux canaux.

Tableau 71. Caractéristiques des canaux coursiers

Désignation	Valeurs		Unités
	Après déversoir	Après vidange de fond	
Longueur	5	5	m ³ /s
Pente	0,0005	0,005	(*)
Coefficient de rugosité	70	70	(*)
Fruit des berges	0	0	m
Largeur	1,8	1,5	m
Tirant d'eau	0,4	0,4	m
Section mouillée	0,72	0,6	m
Périmètre mouillé	2,6	2,3	m
Rayon hydraulique	0,28	0,26	m/s
Débit	0,48	1,21	
Vitesse de l'eau	0,67	2,02	m

(*) Sans unité

IX.2.5. Chambre de mise en charge

IX.2.5.1. Hauteur de la chambre de mise en charge

La chambre est dimensionnée pour permettre une alimentation correcte de la conduite forcée.

La hauteur de la chambre est donnée par :

$$H_c = h + \varnothing + r + H_f \quad (76)$$

Avec :

- H_c : hauteur de la chambre de mise en charge en m
- h : hauteur au dessus de la conduite forcée en m
- \varnothing : diamètre de la conduite forcée en mm
- r : revanche en m
- H_f : hauteur de garde au fond en m



La hauteur minimum d'eau au dessus de la conduite est donnée par :

$$H_{\min} = \max \left\{ 0,7234 V \varnothing^{0,5}; \left(\frac{Q}{m S_C} \right)^2 \frac{1}{2g} - 0,5 \varnothing \right\} \quad (77)$$

Avec :

H_{\min}	:	hauteur minimum d'eau au dessus de la conduite en m
V		vitesse de l'eau à l'intérieur de la conduite forcée en m/s
Q		débit d'équipement en m^3/s
m		coefficient de débit
S_C		section de la conduite forcée en m^2
g		accélération de la pesanteur en m/s^2
\varnothing		diamètre de la conduite en mm

Le niveau supérieur doit être limité par un trop plein pour éviter que l'eau ne mette en charge le canal d'amenée. Nous prenons :

$$H = H_{\min} + H_{\text{eau canal}} \quad (78)$$

Avec :

H		hauteur d'eau dans la chambre de mise en charge en m
H_{\min}	:	hauteur minimum d'eau au dessus de la conduite en m
$H_{\text{eau canal}}$		hauteur d'eau dans le canal en m

IX.2.5.2. Rayon de succion

Le rayon de succion est tel que :

$$r = \frac{h}{\sqrt{2}} \quad (79)$$

Avec :

r		rayon de succion en m
h	:	hauteur d'eau au dessus de la conduite en m

IX.2.5.3. Largeur de la chambre de mise en charge

Elle est exprimée par la relation :

$$l_C = 2 r + 2 h + x + \varnothing \quad (80)$$



Avec :

l_c	largeur de la chambre de mise en charge en m
r	: rayon de succion en m
h	hauteur d'eau mesurée entre le centre de la conduite forcée et la surface libre dans la chambre de mise en charge en m
\emptyset	diamètre de la conduite en mm

IX.2.5.4. Longueur de la chambre de mise en charge

Elle est donnée par la relation :

$$L_c = 2 l_c \quad (81)$$

Avec :

L_c	longueur de la chambre de mise en charge en m
l_c	largeur de la chambre de mise en charge en m

IX.2.5.5. Volume de la chambre de mise en charge

Le volume de la chambre est exprimée par :

$$V_c = L_c H_c l_c \quad (82)$$

Avec :

V_c	volume de la chambre de mise en charge en m^3
H_c	hauteur de la chambre de mise en charge en m
L_c	longueur de la chambre de mise en charge en m
l_c	largeur de la chambre de mise en charge en m

IX.2.5.6. Perte de charge dans la chambre de mise en charge

$$h_c = f_r \frac{v^2}{2g} \quad (83)$$

Où

$$f_r = 2,34 \sin \beta \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \quad (84)$$

Avec :

V	vitesse de l'eau à l'entrée de la chambre en m/s
h_c	perte de charge dans la chambre de mise en charge en m en m
β	angle d'inclinaison du dégrilleur par rapport à l'horizontal en degré
t	épaisseur de barreau en mm
b	espacement entre les barreaux en mm
g	accélération de la pesanteur en m/s^2



Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 72. Caractéristiques de la chambre de mise en charge

Désignation	Valeurs	Unités
Débit d'équipement	2,27	m ³ /s
Hauteur minimum d'eau au dessus de la conduite	2,91	m
Hauteur d'eau dans le canal	1,1	m
Hauteur d'eau dans la chambre de mise en charge	4,01	m
Hauteur de garde au fond	0,25	m
Revanche	0,25	m
Hauteur de la chambre de mise en charge	5,31	m
Rayon de suction	2,06	m
Largeur la chambre de mise en charge	7,3	m
Longueur la chambre de mise en charge	14,5	m
Volume la chambre de mise en charge	561,44	m ³
Perte de charge	0,054	m

IX.2.6. Conduite forcée

La conduite forcée, d'une longueur totale de 138 m, sera implantée sur le versant abrupt de la falaise au Nord Ouest du village et rejoint la terrasse prévue pour l'usine.

L'extrémité amont de la conduite forcée est intégrée à la chambre de mise en charge avec une vanne de tête.

La conduite sera posée sur des massifs d'ancrage en maçonnerie fondés sur du rocher qui est à une faible profondeur de la surface sur le tracé. Elle est équipée :

- de joints de dilatation ;
- de joints de montage.

Les principales grandeurs à déterminer pour la conduite forcée sont le diamètre et l'épaisseur. Leur détermination tient compte à la fois des contraintes mécaniques et économiques. Nous supposons que l'alimentation de la centrale se fait par 2 conduites, identiques, lisses, rigides et que ses sections sont constantes.



IX.2.6.1. Diamètre

Le diamètre est obtenu à partir de la formule suivante :

$$\varnothing = 2,69 \left(\frac{n^2 Q^2 L}{H} \right)^{0,1875} \quad (85)$$

Avec :

- \varnothing : diamètre de la conduite en mm
- n : coefficient de Manning (égal à 0,012 pour un acier soudé)
- Q : débit en m³/s
- L : longueur de la conduite forcée en m
- H : hauteur de la chute en m

IX.2.6.2. Vitesse de l'eau

Elle est exprimée par :

$$V = \frac{Q}{S} \quad (86)$$

Avec :

- V : vitesse de l'eau en m/s
- Q : débit en m³/s
- S : section de la conduite en m²

IX.2.6.3. Epaisseur de la conduite

En utilisant la théorie de la RDM classique sur la conduite en charge soumis à une pression P_n on trouve :

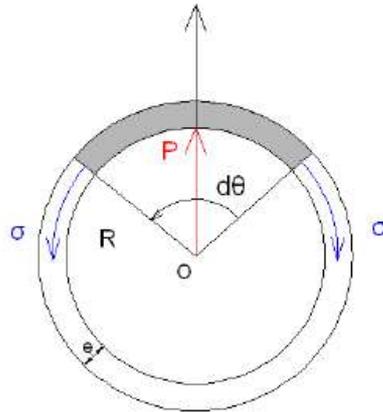
$$e = \frac{P_n \varnothing}{2 \sigma} \quad (87)$$

Où

$$P_n = \rho g H_b \quad (88)$$

Avec :

- P_n : pression agissant à la paroi de la conduite en daN/cm²
- ρ : masse volumique de l'eau daN/cm³
- H_b : hauteur de chute brute en cm
- e : épaisseur de la conduite en mm
- \varnothing : diamètre de la conduite en mm
- σ : résistance limite de l'acier en daN/cm²



Par ailleurs, l'épaisseur minimale d'une conduite est donnée par la relation:

$$e_{\min} = 6 \varnothing \quad (89)$$

Avec :

e_{\min} : épaisseur minimale de la conduite en mm

\varnothing : diamètre de la conduite en mm

IX.2.6.4. Perte de charge

IX.2.6.4.1. Perte de charge à l'entrée

$$h_e = f_c \frac{V^2}{2g} \quad (90)$$

Avec :

h_e : perte de charge à l'entrée de la conduite forcée en m

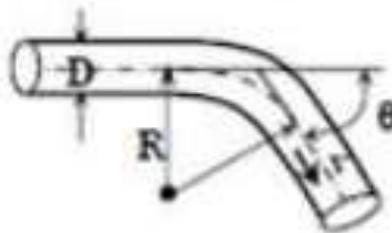
V : vitesse de l'eau à l'entrée de la conduite forcée en m/s

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

f_c : coefficient de contraction

On trouve après calcul que $h_e = 0,034$ m.

IX.2.6.4.2. Perte de charge au niveau du coude





$$h_{\text{coude}} = 0,131 + 0,1632 \left(\frac{D}{R}\right)^{3,5} \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0,5} \frac{V^2}{2g} \quad (91)$$

Avec :

- h_{coude} : perte de charge au niveau du coude en m
- D : diamètre de la conduite en mm
- R : rayon du coude en m
- θ : inclinaison par rapport à l'horizontal en degré
- V : vitesse de l'eau à l'entrée de la conduite forcée en m/s
- g : accélération de la pesanteur en m/s^2
- f_c : coefficient de contraction

L'application numérique donne : $h_{\text{coude}} = 0,14$ m

IX.2.6.4.1. Perte de charge au niveau de la vanne

$$h_{\text{vanne}} = f_v \frac{V^2}{2g} \quad (92)$$

Avec :

- H_{vanne} : perte de charge au niveau de la vanne en m
- V : vitesse de l'eau à l'entrée de la conduite forcée en m/s
- g : accélération de la pesanteur en m/s^2
- f_v : coefficient de perte de charge

On trouve : $h_{\text{vanne}} = 0,0003$ m

Tout calcul fait, le tableau ci-dessous résume les caractéristiques de la conduite forcée.

Tableau 73. Caractéristiques de la conduite forcée

Désignation	Valeurs	Unités
DIAMETRE		
Coefficient de Manning pour un acier soudé	0,012	(*)
Débit	2,27	m^3/s
Longueur de la conduite	138	m
Hauteur de la chute	55	m
Diamètre de la conduite	800	mm



VITESSE DE L'EAU		
Débit	2,27	m ³ /s
Diamètre de la conduite	800	mm
Section de la conduite	0,5024	m ²
Vitesse de l'eau	4,5	m/s
EPAISSEUR DE LA CONDUITE		
Pression agissant à la paroi de la conduite	5,4	daN/cm ³
Masse volumique de l'eau	0,0001	daN/cm ³
Hauteur de chute brute	55	m
Résistance limite de l'acier	240	daN/cm ²
Diamètre de la conduite	800	mm
Epaisseur de la conduite	6	mm
PERTES DE CHARGE		
<i>A l'entrée de la conduite</i>		
Coefficient de contraction	0,5	
Perte de charge	0,034	m
<i>Au niveau du coude</i>		
Rayon du coude	0,90	m
Inclinaison par rapport à l'horizontal	34	degré
Perte de charge	0,14	m
<i>Au niveau de la vanne</i>		
Coefficient de perte de charge	0,25	(*)
Perte de charge	0,0003	m

(*) Sans unité

IX.2.7. Usine et restitution

L'implantation de l'usine sur une terrasse correspond aux dernières rapides en aval de la grande chute.

Le bâtiment de l'usine sera construit à l'abri des plus hautes eaux. Les ouvrages de génie civil sont limités à des structures modestes : Fosse de restitution pour l'aspirateur et dalle de support pour les turbine et alternateur.



Le bâtiment constitué d'une structure en béton armé combinée avec de la maçonnerie, abritera l'équipement hydromécanique et l'électromécanique.

La centrale sera équipée d'un pont roulant pour la manutention des équipements. L'aspirateur de l'usine sera taillé dans le rocher revêtu de béton armé. La restitution des eaux turbinées, calée à la cote 121, se fera par un canal de fuite excavé également dans le rocher avec un revêtement en maçonnerie sur la partie amont.

En amont de la turbine la conduite forcée est munie :

- d'une vanne papillon avec joint de démontage ;
- d'un by-pass ;
- d'un détecteur de sur-vitesse ;
- d'une conduite de vidange qui permet de vider la conduite forcée par la fosse de l'aspirateur.

Les dimensions de canal sont données par la formule de Manning Strickler

$$Q = K S R^{2/3} I^{1/2} \quad (93)$$

Avec :

- Q : débit d'équipement des canaux sous-bâtiment en m³/s
K : coefficient dépendant de la rugosité des parois des canaux
R : rayon hydraulique en m
I : pentes des canaux

Après calcul, on trouve :

- largeur du canal de restitution b = 1,15 m
- hauteur du canal de restitution h = 0,8 m

IX.3. Caractéristiques des équipements hydro et électromécaniques

IX.3.1. Choix des turbines

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.



Lors de la conception du projet, les turbines hydroélectriques sont prises en charge afin de déterminer laquelle est la plus appropriée pour le barrage selon sa taille, son rendement et son type.

Située en aval d'un barrage hydroélectrique, cette turbine, inventée par Benoît Fourneyron, est actionnée par l'écoulement de l'eau et actionne un alternateur qui produit de l'électricité.

IX.3.1.1.1. Les turbines à action

Les turbines à action sont celles qui ont une pression d'eau à l'entrée de la turbine égale à la pression d'eau à la sortie. Elles sont les plus simples à mettre en œuvre mais leur rendement est bas parce qu'elles utilisent des injecteurs amenant l'eau jusqu'aux augets de la turbine sous forme de jet libre. On distingue 2 types portant le nom de leurs inventeurs respectifs : les Pelton et les Cross flow.

✚ La turbine Pelton.

Ce sont des turbines utilisées lors de hautes chutes et petits débits.

Les turbines Pelton conviennent aux très hautes chutes, entre 200 m et 2 000 m. En pratique, les turbines Pelton ne se rencontrent jamais dans les usines de pied de barrage et que par contre, on les trouve toujours à l'extrémité de conduites forcées d'usine de dérivation de haute chute.

✚ La turbine Crossflow

Ce type de turbine est utilisé pour des débits moyens et des chutes de 200 mètres. 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.

IX.3.1.1.2. Les turbines 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.



✚ Les turbines Francis

Utilisées à cause d'un fort rendement mais conviennent aux moyennes chutes, entre 40 et 300 m, on les trouvera aussi bien dans les usines de pied de barrage que dans les usines de dérivation ayant moins de 350 m de hauteur.

✚ 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 a une forme d'hélice, on peut donc développer plusieurs variantes pour régler la puissance fournie.

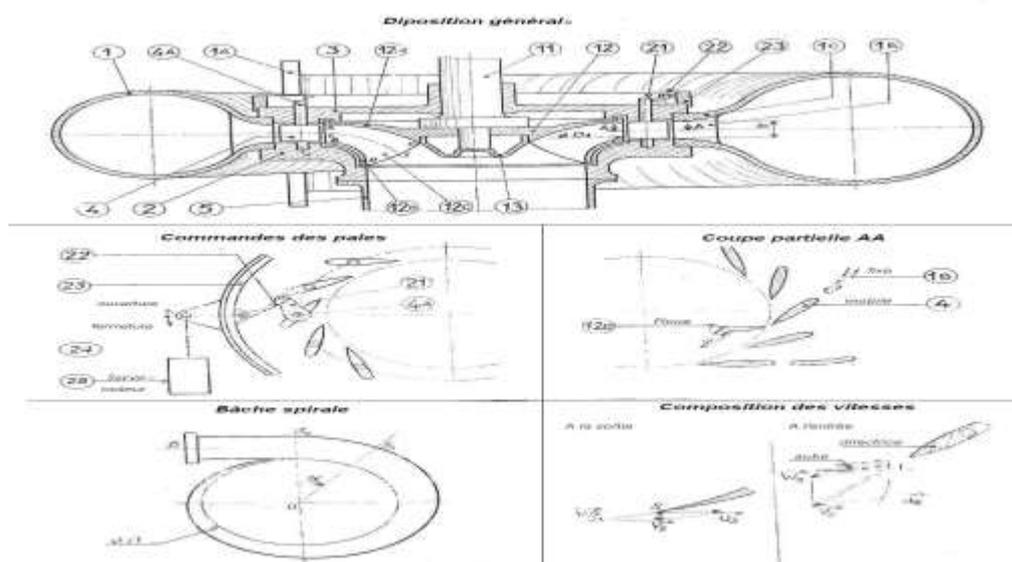
CONCLUSION PARTIELLE

D'après les caractéristiques des différents types de turbines cités précédemment et d'après l'abaque présenté en annexe 3, nous allons choisir la turbine Francis.

La turbine de Francis est composée de 8 à 15 aubes, de surface gauche et de profil « aile d'avion ». La roue a donc l'aspect d'un cylindre évide en son centre d'un espace conique. L'eau pénètre les côtes du cylindre par l'intermédiaire d'un distributeur. Celui-ci est constitué d'un ensemble de directrices mobiles parallèles à l'axe de rotation de la roue ; elles sont fixées à un disque fixe d'une part, et a un dispositif mobile de commande, appelé « cercle de vannage », d'autre part. Le rôle du distributeur est double : il sert avant tout à donner aux filets d'eau une direction convenable à l'entrée de la roue, afin d'éviter les chocs, mais également a régler le débit.

Cela est représenté par la figure ci-dessous :

Figure 12. Schéma représentatif d'une turbine Francis



IX.3.1.2. Choix des alternateurs

IX.3.1.2.1. Les différents types d'alternateurs

Il y a 2 types d'alternateurs :

- alternateur synchrone : les alternateurs synchrones sont les plus utilisés par l'alimentation des petits réseaux autonomes ;
- alternateur asynchrone : les alternateurs asynchrones peuvent être utilisés lorsque la centrale est connectée dans les réseaux puissants (réseau interconnecté).

Pour notre part, nous allons opter pour les alternateurs synchrones triphasés car d'une part, les asynchrones peuvent être plus chers que les synchrones et d'autre part, la plupart des centrales sont actuellement équipées d'alternateur synchrone.

IX.3.1.2.2. Composition d'un alternateur

Un alternateur se divise en 2 parties le stator et le rotor, le stator est la partie fixe de celui-ci et se compose d'un bobinage de fils de cuivres tandis que le rotor constitue par la partie mobile est composée d'électro-aimants.

Enfin, l'arbre relie au rotor le fera tourner à l'intérieur du stator, ceci formera un champ magnétique dans l'alternateur. Ce champ magnétique provoquera un déplacement d'électrons à un courant électrique récupéré au niveau du stator.



CONCLUSION PARTIELLE

Pour satisfaire les besoins totaux pendant les 25 prochaines années, on envisage d'installer 2 turbines de puissance totale de 600 kW (300 kW+300 kW).

Durant les 12 premières années, la puissance installée est de 300 kW donc on va installer la première turbine de 300 kW. Cette puissance est assurée 12 mois sur 12 d'après la courbe de débit classé. A l'année 13, l'opérateur (l'investisseur –gestionnaire) installera la seconde turbine de 300 kW.

Les caractéristiques techniques retenues pour cet aménagement sont :

Par groupe

- $Q_e = 2,27 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_n = 54 \text{ m}$
- Conduite forcée : 800 mm X 2

La turbine est de type FRANCIS tournant à 1000 tr/mn à axe horizontal, équipée d'une régulation de vitesse électronique (avec tête Woodward) commandant le cercle de vannage par vérin hydraulique.

Une vanne de garde de type Papillon à commande manuelle d'ouverture hydraulique et fermeture automatique par contrepoids est placée à l'amont immédiat de la turbine.

L'alternateur synchrone 5,5 kV est couplé directement à la turbine par l'intermédiaire d'un accouplement semi-élastique.

IX.3.2. Caractéristiques des équipements hydroélectriques

L'armoire de contrôle-commande placée dans le bâtiment de la centrale comporte les tableaux de mesure et de signalisation, les automates de démarrage et d'arrêt ainsi que les protections de chaque groupe.



Quatrième partie :
ETUDE DES IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDE
ECONOMIQUE



Chapitre X. ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

X.1. Analyse environnementale

Madagascar possède un véritable atout concernant les ressources naturelles exploitables. C'est justement dans ce contexte que l'Etat malgache par le biais du Ministère de l'Energie s'est consacré dans la promotion du secteur électricité surtout dans le monde rural vu qu'il représente presque les 80 % du pays. De ce fait, la recherche d'énergie renouvelable est notamment une préoccupation car d'un côté le coût élevé du pétrole lampant et de l'autre côté beaucoup de problèmes surtout environnementaux sont recueillis de la déforestation, de la pollution et des gaz obtenue par la combustion du pétrole.

Le secteur hydroélectrique est une source non polluante d'énergie, une alternative environnementale sur le thermique qui est la source d'énergie principale des milieux ruraux. Par ailleurs, l'utilisation des ressources en eau contribue à la préservation de l'environnement et à améliorer les conditions de vie de la population tout en utilisant les ressources disponibles sur place qui est l'eau. Sur ce, le projet de centrale hydroélectrique contribue largement au développement durable de la zone d'étude. Avec ses partenaires, l'ADER envisage la construction d'une mini-centrale hydroélectrique d'une puissance de 580 kW (2x290 kW) au droit de la chute d'Antohaka sur la rivière Saranambana.

Pour rendre harmonieuse le projet et l'environnement, dans le but de se conformer avec les textes en vigueur relatif avec l'environnement (MECIE), une étude d'impact environnemental doit être effectuée suivant les normes et avec une bonne structuration des méthodes.

Cette étude d'impact met en exergue l'analyse des activités prévues, en vue d'assurer un développement judicieux et viable sur le plan environnemental mais aussi de déterminer les conséquences positives et négatives relatives au plan socio-économique du projet. Ainsi l'objectif de cette étude est de minimiser les impacts sur l'environnement en trouvant des mesures de mitigations appropriées pour chaque type d'impact considéré comme source de nuisance pour les écosystèmes.

Toutefois, le promoteur est tenu à suivre les textes règlementaires existant au sein du Ministère de Tutelle en matière de gestion environnementale de son projet.



X.2. Cadre juridique et institutionnel du projet

X.2.1. Textes fondamentaux

X.2.1.1. Charte de l'environnement malgache

La Charte de l'Environnement, portée par la loi N° 90-033 du 21 décembre 1990 modifiée et complétée par les lois 97.012 du 06 juin 1997 et 2004-015, fixe les principes généraux constituant le cadre général de toutes les actions ayant pour objet la protection et la promotion de l'environnement. Elle définit les mesures et dispositions générales tendant à traduire en termes opérationnels de la Politique Nationale Environnementale ainsi que les règles fondamentales qui doivent inspirer toute action nationale ou régionale dont l'objet est de promouvoir une activité économique ou sociale pouvant avoir pour conséquence une atteinte préjudiciable à l'environnement. La charte précise que l'action environnementale ne doit pas se réduire à la seule protection et à la sauvegarde des ressources naturelles, des espèces ou des sites. Elle ordonne l'assujettissement à l'étude d'impact environnemental de tout projet public ou privé pouvant porter atteinte à l'Environnement.

X.2.1.2. Mise en comptabilité des investissements avec l'Environnement (MECIE)

Le Décret n°99-954 du 15 décembre 1999 modifié par le décret n°2004-167 du 03 février 2004 porte sur les procédures environnementales que doivent procéder tous les titulaires des projets d'investissement et de développement. En effet, toute opération tendant à compromettre directement ou indirectement l'environnement doit faire l'objet d'une autorisation ou permis environnemental délivré par l'Office National pour l'Environnement délégué permanent du Ministère de l'Environnement dans le cas d'une EIE. Le permis sera livré par le ministère sectoriel, tutelle du projet, dans le cas d'un plan d'engagement environnemental.

X.2.2. Textes sectoriels

X.2.2.1. Arrêté interministériel n 4355/97 portant définitions et délimitation des zones sensibles

Cet arrêté définit et délimite les zones sensibles afin d'assurer une protection particulière des zones dont les fonctions écologiques sont importantes, le décret suscitait préconise que des études préliminaires d'impact sur l'environnement soient exigées systématiquement à chaque fois que ces zones seraient envisagées comme lieu d'implantation de toute activité de quelque nature que ce soit.



X.2.2.2. Réforme du secteur de l'électricité

La loi N°98-032 du 20 janvier 1999 stipule dans son article 4 que toute personne souhaitant exercer des activités de production doit obtenir au préalable, selon le niveau de puissance installé envisagé, soit une autorisation, soit une concession.

X.2.2.3. Code de l'eau

En référence à la loi N°98-032 du 20 janvier 1999 portant code de l'eau, section III de l'utilisation hydroélectrique de l'eau, l'article 36 précise que des dispositions réglementaires définiront les conditions techniques d'aménagement des centrales hydroélectriques, lesquelles feront préalablement l'objet d'étude d'impact conformément à la Charte de l'environnement.

X.2.2.4. Décret instituant l'Agence de développement de l'Electrification Rurale (ADER)

Le décret N°2003-510 modifiant le décret n°2002-1550 du 3 décembre 2002 institue l'Agence de développement de l'Electrification Rurale (ADER).

X.2.2.5. Décret relatif à l'utilisation hydroélectrique de l'eau

Le décret N°2003-942 relatif à l'utilisation hydroélectrique de l'eau précise dans son article 5 que les dispositions générales auxquelles une concession ou une autorisation sont préalablement soumises : soit une étude d'impact environnemental (soit une EIE complète, soit une EIE allégée ou PREE) conformément aux lois Code de l'eau et Charte d l'environnement.

X.2.2.6. Législation forestière

La Loi qui régit le secteur forestier à Madagascar est la Loi N°97-017 du 08 août 1997 portant révision de la législation forestière.

La Législation forestière définit le régime forestier, la gestion durable des ressources forestières, l'organisation des services publics forestiers, les ristournes et taxes divers ainsi que les manquements et dispositions pénales correspondantes.



X.2.2.7. Ordonnance relative à la protection, à la sauvegarde et à la conservation du patrimoine national

L'Ordonnance N° 82 029 du 06 Novembre 1982, relative à la sauvegarde et à la conservation du patrimoine national définit les patrimoines nationaux ainsi que leurs protections, les infractions et les sanctions respectives.

X.2.3. Conventions internationales

X.2.3.1. Convention sur la diversité biologique

Les objectifs de la présente Convention, dont la réalisation sera conforme à ses dispositions pertinentes, sont la conservation de la diversité biologique, l'utilisation durable de ses éléments et le partage juste et équitable des avantages découlant de l'exploitation des ressources génétiques, notamment grâce à un accès satisfaisant aux ressources génétiques et à un transfert approprié des techniques pertinentes, compte tenu de tous les droits sur ces ressources et aux techniques, et grâce à un financement adéquat.

X.2.3.2. Règle et procédure d'expropriation

Conformément à la Politique Opérationnelle (PO 4.12) de la Banque Mondiale et aux dispositions juridiques nationales (notamment l'Ordonnance 62.023 et ses textes d'application), toute personne dont toute ou une partie de la propriété (biens immobiliers, activité économique, culture, ...) est détruite ou endommagée, temporairement ou de manière permanente, ou dont le trajet pour effectuer ses activités économiques est rendu difficile sera indemnisée et/ou réinstallée. Ce processus requiert l'élaboration et la mise en œuvre d'un Plan d'Action de Réinstallation (P.A.R.), appelé aussi "Plan de recasement" et le suivi-évaluation de l'efficacité et de la performance des activités identifiées dans ce sens.

Un P.A.R. est un programme de développement durable dont les principales cibles sont les Populations Affectées par le Projet (P.A.P.). Il est mis en œuvre jusqu'à la réinstallation complète (sociale, culturelle et économique) de ces derniers.



X.2.3.3. Convention sur le commerce international des espèces de faune et de flore sauvages menacées d'extinction

La loi qui régit le commerce international des espèces de faune et de flore sauvages menacées d'extinction est l'Ordonnance n° 75-014 du 5 Août 1975. Elle définit les espèces de faune et flore sauvages menacées d'extinction et stipule les procédures de commerce de ces espèces ainsi que les mesures afférentes.

X.3. Mise en contexte du projet

X.3.1. Contexte et justification 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, galeries, des conduites forcées, des salles de machines et des postes transformateurs nécessaires à la génération d'électricité. En effet, il a pour objet d'alimenter en électricité la zone, et aussi de lutter contre la dégradation de l'environnement due à l'utilisation des combustibles tel que le pétrole lampant, le charbon de bois. En général, diminuer l'exploitation de la centrale thermique d'une part et augmenter l'utilisation des ressources renouvelables comme la centrale hydraulique d'autre part sera les objectifs principaux de ces travaux.

X.3.2. Cadre général du projet

X.3.2.1. Description du projet

Le projet est prévu pour l'aménagement du site hydroélectrique d'Antohaka pour l'électrification de la Commune Rurale de Saranambana.

Il constitue à mettre en place des infrastructures afin d'assurer les besoins en électricité de la population de la zone avec un rendement élevé tout en respectant une meilleure gestion de l'eau.



Cette description contient trois phases :

- la phase de préparation qui contient toutes les actions et opérations relatives à l'implantation de la centrale. Notamment, l'approvisionnement en matériaux de construction et leurs mode de transport, le recrutement de personnel pour les travaux de main d'oeuvres, et les installations de chantier ;
- la phase de mise en œuvre qui comprend, la construction du barrage sur la rivière de Saranambana et de tous les ouvrages annexes, nécessitant une déviation temporaire du chenal d'écoulement de la rivière. Il y a également la phase de creusement des canaux d'amenée, celle de la mise en place des conduites forcées assurées par les bénéficiaires (à la fois promoteur) ;
- la phase d'exploitation qui comprend l'ensemble des travaux à mettre en œuvre pour assurer le bon fonctionnement de la centrale en vue d'atteindre les objectifs fixés.

Le promoteur envisage de démarrer les travaux dès l'accomplissement du choix de l'entreprise titulaire qui exécutera les travaux et dès l'obtention du permis environnemental en respectant l'ordre chronologique de ces travaux dans chaque phase et suivant l'avancement des travaux.

X.3.2.1.1. Phase préparatoire

C'est durant cette phase que la séance d'information pour les populations locales est réalisée, leur informant de la raison d'implantation de la centrale.

Cette campagne d'information est importante pour le bon fonctionnement de la future exploitation car elle permettra aux populations d'émettre des suggestions lors des séances de consultations publiques, en même temps, l'identification des propriétaires terriens, usagers ou occupants traditionnels. La constitution du Comité de négociation légal composé par les différents représentants de l'entreprise titulaire, les usagers et les représentants des habitants devra être faite avant la phase d'exécution des travaux et surtout avant la phase d'exploitation. La constitution de ce comité légal sera faite pour résoudre les éventuelles contraintes et problèmes qui pourraient survenir au cours du projet.

Durant cette phase, il y aura des recrutements d'ouvriers locaux pour l'aménagement des lieux d'emplacement des installations, le décapage des morts terrains et pour tout autre travail.



+ Campagne de formation et de sensibilisation

Le but est de travailler dans la zone en toute sérénité et en bonne relation avec les autorités locales ainsi que la population environnante. Comme dit précédemment, c'est durant cette phase que nous identifierons les propriétaires terriens. Si une parcelle à titre privé est comprise dans la zone d'exploitation, les négociations sur ce type de contrat seront réalisées durant cette phase.

X.3.2.2. Recrutement des mains d'œuvres locales

Le recrutement se fera après la campagne d'information, dans la mesure du possible, aux environs des zones d'exploitation pour leur permettre de rejoindre leur foyer en fin de la journée.

La communauté locale est le premier bénéficiaire du projet, surtout les mains d'œuvres locales durant la phase d'exploitation.

X.3.2.2.1. Phase de construction

Cette phase consiste à la construction des infrastructures ainsi qu'à l'installation des équipements et matériels nécessaires pour le bon déroulement des activités tout au long du projet. Cette phase débutera quelques semaines après le début de la phase préparatoire.

Les volets justifiés et prioritaires comme les travaux d'aménagement d'infrastructures sont :

- la création d'une piste d'accès ;
- la construction d'un barrage de dérivation muni d'une prise principale sur la rive gauche ;
- la mise en place d'un canal d'amenée suivi d'un déssableur ;
- la construction d'une chambre de mise en charge ;
- la mise en place d'une conduite forcée ;
- l'installation d'une usine équipée des appareils hydrauliques et électromécaniques ;
- la construction d'un canal de restitution.

X.3.2.2.2. Phase d'exploitation

Comme nous l'avons déjà mentionné précédemment, la Commune Rurale de Saranambana est la zone d'influence du projet. Vu la capacité limitée du site, seuls 6 fokontany avec les villages leur environnant pourront bénéficier du projet.



Notre objectif est de pouvoir satisfaire les besoins en électricité des zones cibles et dont la cadence de production annuelle du site est estimée à kW.

Ce qui équivaut à une production mensuelle de kW et à une production quotidienne de kW pour un rythme de travail d'1 mois. Pour atteindre l'objectif de production, 2 turbines de type FRANCIS seront mises en place dans la centrale pour une durée de fonctionnement de 24 heures par jour.

La durée prévue pour amortir le coût d'installation du projet est de 25 ans.

X.3.2.2.3. Description succincte de l'aménagement

L'aménagement cible 6 fokontany sis dans la Commune Rurale de Saranambana avec leurs villages environnants. Nous citons les fokontany d'Ambodimanga, d'Ambodilaitra, d'Anjahamarina, d'Ambodihasina, d'Ihazomena et de Vohibololona.

✚ Localisation géographique

Le présent projet se localise dans le fokontany d'Ambodihasina, dans la Commune Rurale de Saranambana, District de Féoarivo-Atsinanana, Région d'Analanjirifo.

Le site a les coordonnées géographiques suivantes : E: 049°10'09" / S : 17°16'22.5".

✚ Caractéristiques techniques du site

Les caractéristiques techniques du site sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 74. Caractéristiques techniques du site

Puissance installée	2 X 300 soit 600	kW
Hauteur de chute brute	55	m
Débit d'équipement nominal	2,27	m ³ /s
Superficie du bassin versant du barrage	51,06	km ²



✚ Description de l'aménagement

Les ouvrages et infrastructures prévus pour l'aménagement sont :

Tableau 75. Ouvrages et infrastructures prévus pour l'aménagement

Ouvrages et infrastructures	Dimensions
Barrage en béton armé	<ul style="list-style-type: none">• longueur du seuil : 33 m• largeur en crête : 1,5 m• largeur de base maximale : 42,50 m• hauteur maximale (seuil + radier) : 2,2 m• épaisseur du radier : 0,2 m
Avant-canal revêtu en béton	<ul style="list-style-type: none">• longueur : 10 m• largeur du fond : 1,22 m• hauteur : 1,25 m• pente : 0,5/1000• fruit : 1/3
Canal d'amenée revêtu en béton sur la rive gauche	<ul style="list-style-type: none">• longueur : 344 m• largeur du fond : 1,15 m• hauteur : 1,25 m• pente : 1/1000• fruit : 0
Chambre de mise en charge en béton armé	<ul style="list-style-type: none">• longueur : 14,5 m• largeur : 7,3 m• hauteur : 4 m
Conduite forcée en acier soudé	<ul style="list-style-type: none">• longueur : 138 m• diamètre : 800 mm• épaisseur : 6 mm
Centrale construite en dur implantée sur la rive gauche et équipée de deux turbines- alternateur de 2X300kW	<ul style="list-style-type: none">• longueur : 10,75 m• largeur : 5,7 m
Canal de restitution	<ul style="list-style-type: none">• longueur : 1 m• largeur : 1,15 m• hauteur : 1,3 m



X.4. Description du milieu récepteur

Pour une analyse environnementale convenable, la description du milieu récepteur est primordiale, en effet elle permettra d'obtenir une connaissance adéquate des composantes du milieu d'insertion du projet. Les différents milieux qui se qui doivent être pris en compte sont :

- le milieu physique (sol, eau, air)
- le milieu biologique (faune et flore)
- le milieu humain (social, culturel, économique et santé)

X.4.1. Milieu physique

L'analyse du milieu physique nécessite des collectes de données relatives à la climatologie, à la géologie et la géomorphologie, à l'hydrologie, à la physico-chimie des eaux, à l'hydrogéologie et aux risques naturels.

X.4.2. Milieu biologique

L'appréciation des impacts sur le milieu biologique se porte sur la faune surtout dans le secteur piscicole, et celle-ci constitue bien souvent l'un des thèmes majeurs de l'étude.

Outre, les écosystèmes aquatiques, les écosystèmes terrestres sont à prendre en compte dans l'étude du milieu naturel. Les études de terrain doivent permettre à caractériser la faune et la flore.

Les espèces végétales et animales d'un cours d'eau se répartissent en fonction des facteurs écologiques tels que la vitesse du courant, la nature du fond, la température, la concentration en oxygène, la composition chimique des eaux. La modification d'un ou plusieurs de ces facteurs écologiques du cours d'eau par l'aménagement peut entraîner une évolution des écosystèmes.

La flore de la région est caractérisée par des savanes herbeuses parfois arborées, et ces savanes occupent des étendues assez larges sur des différentes unités topographiques.

X.4.3. Milieu humain

Les questions abordées dans la fiche « milieu humain » sont très diverses. Elles concernent les données d'urbanismes, les aspects socio-économiques, l'habitat et le bruit, paysagers.



En principe, cette étude présente successivement :

- le recueil des données sur le milieu humain ;
- l'analyse des impacts sur le milieu humain ;
- les mesures réductrices ou compensatoires relatives au milieu humain ;
- la santé.

X.5. Analyse des impacts

X.5.1. Identification des impacts

Cette étape décrit les impacts des différentes activités à entreprendre pour chaque phase dès l'implantation du projet jusqu'à la phase d'exploitation du projet ainsi que les différents types d'environnement externes susceptibles d'être affectés par le projet.

Un impact sur l'environnement d'un projet est l'effet, sur une période de temps donnée et dans un espace défini, d'une activité humaine sur une composante de l'environnement biophysique et humaine, en comparaison de la situation en l'absence du projet (les ouvrages et support de cours [5])



Tableau 78. Matrice d'impact pendant la phase d'exploitation

Composante de l'environnement touchée	Eau				Sol		Air		Paysage	Flore et faune				Social et économique																	
	Ecoulement de cours d'eau	Qualité des eaux de surfaces	Qualité des eaux souterraines	Disponibilité de la ressource en eau	Forme du relief	Qualité du sol et des sous sol	Texture et structure du sol	Qualité de l'air et odeur		Climat sonore (bruits et vibrations)	Flore (végétation)	Habitats	Espèces aquatiques	Espèces terrestre	Patrimoine naturel et culturel	Espace agricole	Espace forestière	Espace pastorale	Santé publique	Commerce et activités génératrices des revenus	Mode de vie	Qualité du cadre de vie	Hygiène	Relations communautaires et échange culturelle	Habitation et autres bâtiments	Fonciers	Route	Tourisme	Emploi	Sécurité des populations	Education, formation et recherche
Entretien des infrastructures (piste d'accès, etc...)						X	X	X	X		X				X	X	X	X									X		X		
Curage des canaux d'amenée	X	X	X		X	X	X			X				X	X	X			X	X		X									
Exploitation des ressources naturelles pour la subsistance du personnel	X	X	X	X							X	X	X	X	X	X	X	X				X						X	X		
Consommation d'eau dans le campement	X											X		X	X			X				X									
Déversement des eaux usées	X	X	X	X							X	X			X			X													
Circulation des engins								X	X		X		X	X	X		X										X	X			
Entretien des engins et véhicules						X	X		X					X	X	X		X				X						X			



X.5.1.2. Sur le milieu physique

La composante physique est la plus touchée dans le milieu récepteur du projet. La détermination des impacts nous permet de connaître la nature des changements, ainsi on présentera les effets engendrés par l'exploitation sur l'environnement. La détermination de la nature et l'étendue de ses effets nous permettent de prendre les mesures nécessaires.

X.5.1.2.1. Topographie

La construction des différents types d'ouvrages liés à la microcentrale modifiera le relief et changera son aspect, les risques d'érosion et de ruissellement augmenteront, ainsi ces travaux auront un impact négatif.

X.5.1.2.2. Paysage

Les travaux d'installations laisseront le défrichage, le décapage, le tas de déblais aux alentours, les tranchées ainsi le changement de forme de certains endroits affecteront la sensation visuelle sur le paysage.

X.5.1.2.3. Pédologie, sol

Les différents travaux effectués lors de l'installation ainsi que lors de la construction peuvent engendrer une dénudation du sol et un phénomène de tassement à son niveau. Ces changements de forme peuvent trouver leur cause par la réalisation des fouilles par exemple. Ainsi, il y a des risques d'érosion surtout en période de crue car les eaux de ruissellement emportent les terres stockées. De plus, hydrocarbures sortant des véhicules et le déversement des autres déchets provoquent des pollutions du sol.

X.5.1.2.4. Hydrogéologie, géomorphologie

L'hydrogéologie et la géomorphologie sont également touchées par les impacts dus au projet qui sont :

- en amont : diminution du drainage de la nappe
- dans le tronçon court-circuité : aggravation du drainage de la nappe ;
- influence de la stabilité des berges et de l'évolution de la ligne d'eau.



X.5.1.2.5. Hydrologie, physico-chimie de l'eau

Les impacts au niveau de l'hydrologie se manifestent comme suit :

- 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.

Concernant la propriété physico-chimique de l'eau, les travaux de réalisation du projet peuvent provoquer de pollution de l'eau et peut arriver jusqu'à changer la turbidité de l'eau

X.5.1.2.6. Air et bruit

Les différents terrassements ainsi que le trafic des véhicules pendant les travaux de préparation et de construction de la centrale entraînent une pollution de l'air causé par la propagation de poussières. Accentués par le vent, ils constituent un impact du projet sur l'atmosphère. Cette émanation de poussières peut avoir des impacts sur la santé des habitants autour de la zone et peut engendrer des problèmes respiratoires. De plus, le dépôt des poussières provoque l'altération de la flore. Le principal impact du projet sur l'atmosphère est dû au fait que l'utilisation de plusieurs machines dans la centrale provoque des nuisances sonores aux employés et aux populations environnantes.

X.5.1.2.7. Risques naturels

Le projet présente aussi des risques naturels comme :

- conséquences de l'aménagement sur la stabilité des versants ;
- 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.

X.5.1.3. Sur le milieu biologique

X.5.1.3.1. Sur les flores

Le décapage et la mise en place des infrastructures entraîneront la dégradation, la diminution, la destruction ou la perte des espèces floristiques, par conséquent, la perturbation de l'équilibre biologique déploie les nuisances de l'écosystème.



X.5.1.3.2. Sur les faunes

Les différentes activités dans la phase de construction et d'exploitation seront à l'origine de la perturbation et de la disparition voire de la perte de certaines espèces faunistiques terrestres ou aquatiques. On peut citer :

- ✓ la migration des animaux à cause des bruits durant l'exécution des travaux et la vibration des turbines pendant le fonctionnement de la centrale
- ✓ les modifications des conditions de circulation des poissons au niveau du barrage ;
- ✓ la nuisance des poissons dans la retenue qui sont emprisonnés, pratiquement toutes les variétés de poissons entreprennent des migrations pour frayer et se nourrir.
- ✓ l'évolution de la qualité des eaux par diminution du pouvoir auto-épurateur ;
- ✓ la modification de la capacité du milieu à assurer la reproduction et le grossissement des poissons ;
- ✓ l'appauvrissement du milieu en aval du barrage en cas d'éclusées (impossibilité pour certaines espèces de s'adapter aux variations soudaines de courant).

X.5.1.4. Sur le milieu humain

Comme le projet consiste à dériver l'eau de la rivière Saranambana pour la faire parvenir dans la centrale pour produire de l'électricité dans le but d'alimenter les zones cibles en électricité, les activités socio-économiques liées à l'existence du cours d'eau doivent être particulièrement étudiées :

- ❖ activités de loisirs : parcours de pêche, baignade, etc... ;
- ❖ agriculture nécessitant un système d'irrigation ;

Les bruits générés par la centrale hydraulique peuvent avoir plusieurs origines :

- ❖ bruit lié aux déversements du barrage ;
- ❖ bruit dû aux vannes ou aux dégrilleurs ;
- ❖ bruit dans la conduite forcée ;
- ❖ bruit des turbines et des alternateurs ;

La construction d'une centrale hydraulique génère également des nuisances sonores liées aux engins des chantiers et aux véhicules de transports.

L'analyse doit donc permettre d'évaluer les caractéristiques visuelles de l'aire d'étude et la sensibilité paysagère du site.



X.5.1.4.1. Impact socioéconomique

Sur le plan social et économique, le projet engendrera des impacts positifs en ne citant que :

- ✓ les répercussions de l'aménagement sur l'emploi : l'installation de la centrale fera l'objet d'une création d'emplois à court terme dans le but de trouver des mains d'œuvres locales et son exploitation avantagera les personnes pouvant servir d'agents ou autres (des transferts de compétences seront ainsi établis à ce stade);
- ✓ les répercussions sur les finances locales par les biais notamment de la taxe professionnelle;
- ✓ les répercussions sur les autres activités socio-économiques : agriculture, industrie;
- ✓ les répercussions sur les infrastructures et réseaux de transports.

X.5.1.4.2. Nuisances sonores

La réglementation des bruits de voisinage, et donc des aménagements hydroélectriques s'appuie sur la notion d'émergence.

L'émergence est définie comme la différence entre le réseau de bruit entrant, comportant le bruit particulier en cause, et celui du bruit résiduel constitué par l'ensemble des bruits habituels extérieurs ou intérieurs dans un lieu donné, correspondant à l'occupation normale des locaux et au fonctionnement normal des équipements.

X.5.1.4.3. Santé

Le problème liant à la santé constitue un prolongement de l'analyse des effets du projet sur l'environnement, mais en mettant en exergue les risques sanitaires.

En effet, la problématique « centrale hydroélectrique-santé » se développe à deux niveaux de perception :

- ✓ à l'échelle nationale, l'énergie hydraulique en tant qu'énergie renouvelable présente principalement des effets positifs sur la santé ; elle permet d'éviter notamment l'utilisation de combustible fossile responsable de la majorité de la pollution atmosphérique de notre planète,
- ✓ à l'échelle locale, une centrale hydroélectrique génère des effets négatifs limités (bruits par exemple).



X.5.1.4.4. Contribution au développement

La construction de cette centrale hydraulique constituera un pilier de développement pour la zone d'influence.

Effectivement, la promotion des emplois créés, la santé, et l'éducation de la population de la zone pour utiliser l'électricité provenant de la centrale en laissant de côté l'utilisation des combustibles fossiles conduira à un développement de la zone.

L'énergie hydraulique contribue donc très fortement au redressement économique du pays.

X.5.2. Evaluation des impacts

Le présent chapitre traite l'évaluation environnementale des effets de la construction d'une future centrale hydroélectrique sur les différentes composantes de l'environnement.

Le système de classification utilisé pour évaluer les différents enjeux dans le cadre de l'étude, repose principalement sur les quatre (4) critères suivants:

- la relation entre l'enjeu et l'intensité des impacts ;
- la relation entre l'enjeu et la durée des impacts dans le temps;
- la relation entre l'enjeu et la portée géographique des impacts dans l'espace ;
- la relation entre l'enjeu et le degré des impacts dans l'espace

C'est à partir des critères cités précédemment, que nous pouvons déterminer l'importance des impacts.

X.5.2.1. Intensité des impacts

L'échelle d'intensité est utilisée afin d'évaluer l'intensité des impacts négatifs ou positifs sur la totalité ou une partie d'une composante touchée quelconque. Bien qu'elle repose sur le jugement professionnel d'un spécialiste, cette méthodologie a pour but d'exclure l'évaluation de tout jugement de valeur

Les critères de description de l'intensité (peut être négatif ou positif) sont les suivants :

- ❖ *forte* : un changement de 10 % à 30 % du composant concerné
- ❖ *moyenne* : un changement de 5 % à 10 % du composant concerné
- ❖ *faible* : un changement de moins de 5 % du composant concerné



X.5.2.2. Durée des impacts

La durée ou échelle temporelle, permet d'évaluer les impacts par rapport à différentes périodes du temps.

Les critères de description de la durée utilisés dans le cadre d'une EIE sont :

- ❖ *permanente* : changements perçus pendant et après la fermeture du projet
- ❖ *temporaire* : changements qui ne sont perçus que durant une période du projet
- ❖ *occasionnelle* : changement perçus durant une période limitée du projet

X.5.2.3. Portée géographique des impacts

La portée géographique ou échelle spatiale, définit l'étendue dans l'espace des impacts.

Les critères de description de la portée géographique utilisés pour l'évaluation des enjeux sont:

- ❖ *régionale* : impacts ressentis par la population de la zone d'étude
- ❖ *locale* : impacts ressentis par la population environnante
- ❖ *ponctuelle* : impacts perçus par une modeste portion de la population

X.5.2.4. Degré ou effet des impacts

L'échelle de l'effet sur l'environnement permet d'évaluer l'importance d'un impact donné. Cette évaluation doit être effectuée dans le contexte approprié, étant donné qu'un impact peut être de nature écologique, sociale, ou les deux à la fois. L'évaluation de l'effet sur l'environnement d'un impact repose en bonne partie sur les valeurs de la personne chargée d'en juger. Il peut être direct, si la source d'impact affecte directement le composant et indirect si l'impact se fait ressentir par induction. Il est classé en trois catégories :

- ❖ *élevé* : impacts entraînent habituellement des effets à long terme sur le milieu social et/ou naturel et doivent être considérés comme constituant une modification importante et de longue durée du milieu (naturel et/ou social). Il sera commode de considérer certainement ces impacts comme étant sévères.
- ❖ *moyen* : impacts entraînent habituellement des effets à moyen ou long terme sur le milieu social et/ou naturel et doivent être considérés comme constituant une modification assez importante et généralement de durée moyenne du milieu (naturel et/ou social).



- ❖ *mineur* : impacts entraînent habituellement des effets à court ou moyen terme sur le milieu social et/ou naturel et doivent être considérés comme constituant une modification assez peu importante et généralement de courte durée du milieu (naturel et/ou social). Ces impacts ne sont pas substantiels et leur effet réel devrait être négligeable.

Suivant ces critères d'évaluation, une valeur est attribuée à chaque critère afin de mener à bien l'analyse de tous les impacts que pourrait provoquer le projet.

Tableau 79. Critères d'évaluation des impacts

Critères d'évaluation des impacts	Intensité	Faible	1
		Moyenne	2
		Forte	3
	Durée	Occasionnelle	1
		Temporaire	2
		Permanente	3
	Etendue	Ponctuelle	1
		Locale	2
		Régionale	3
	Degré	Mineur	[3-4]
		Moyen	[5-6]
		Majeur	[7-9]



Tableau 80. Evaluation proprement dite des impacts

Identification des impacts		Evaluation des impacts				
Milieu physique						
Milieu récepteur	Caractérisation des impacts	Intensité	Durée	Etendue	Degré	Total
Topographie	Modification du profil topographique	3	3	2	8	16
Paysage	Dégradation de l'esthétique du paysage naturel	3	1	1	8	13
Pédologie, sol	Dénudation et tassement dus au décapage	2	3	2	5	12
	Changement de forme	1	3	2	3	9
	Augmentation des risques d'érosion	3	2	2	7	14
	Pollutions due aux travaux et aux matériels	2	3	2	4	11
Hydrogéologie, géomorphologie	Répercussions sur le drainage de la nappe	2	2	1	6	11
	Perturbation et pollution des aquifères	2	2	1	6	11
Hydrologie, physico-chimique de l'eau	Rabatement de la nappe	2	2	1	6	11
	Ensablement des cours d'eau	1	2	1	4	8
	Diminution de la ressource en eau	2	1	1	6	10
	Pollution due aux travaux	2	2	2	4	10
Air et bruit	Propagation de poussières	3	2	1	7	13
	Pollution de l'air par les poussières et par les fumées d'échappement des véhicules	3	2	2	8	15
	Problème de santé	1	1	2	4	8
	Nuisances sonores	2	3	2	7	14
Risques naturels	Conséquences de l'aménagement sur la stabilité des versants	2	1	1	4	8
	Risque d'incendie lié à une ligne aérienne d'évacuation de l'énergie	1	1	1	3	6
	Modification de l'écoulement des crues	2	1	1	3	7
	Submersion des zones en amont du barrage	2	1	1	5	9



Identification des impacts		Evaluation des impacts				
Milieu biologique						
Flore	Déboisement	2	3	2	6	13
	Dégradation à cause de la pollution	2	2	2	6	12
	Perturbation de la vie quotidienne	3	2	1	3	9
	Perte des espèces floristiques	3	3	2	8	16
Faune	Migration des animaux à cause des bruits	2	2	2	4	10
	Nuisance des poissons due à la retenue d'eau	2	3	2	3	10

Identification des impacts		Evaluation des impacts				
Milieu humain						
Socio-économique	Création d'emploi	3	3	2	8	16
	Développement, évolution, amélioration des conditions de vie	3	3	3	8	17
	Diminution des sources de revenus	3	2	2	9	15
	Conflits personnels avec les habitants locaux	3	3	2	8	16
	Accidents de travail	2	1	2	5	10
	Destruction des agricultures de la population locale	1	2	2	6	11
	Création et amélioration des voies d'accès	3	3	3	8	17
Nuisances sonores	Bruit par les déversements du barrage et des équipements de la centrale	3	3	1	6	13
Santé	Maladies par les différentes pollutions	2	1	2	5	10
Développement	Contribution au développement	3	3	3	9	18
	Diminution de la pollution due aux combustibles	2	3	2	7	14



◆ **INTERPRETATION**

L'interprétation des résultats se fera à partir du tableau ci-dessus notamment de la colonne du total.

- si le total est compris entre 6 et 8 l'impact est classé mineur ;
- si le total est compris entre 8 et 13 l'impact est classé moyen ;
- si le total est compris entre 13 et 18 l'impact est classé majeur.

D'après le tableau ci-dessus, nous avons recensé douze 12 impacts majeurs. Ces derniers nécessitent des mesures d'atténuations particulières, à savoir :

- ❖ modification du profil topographique
- ❖ augmentation des risques d'érosion
- ❖ pollution de l'air par les poussières et par les fumées d'échappement des véhicules
- ❖ nuisances sonores
- ❖ perte des espèces floristiques
- ❖ création d'emploi
- ❖ développement, évolution, amélioration des conditions de vie
- ❖ source de revenus
- ❖ conflits personnels avec les habitants locaux
- ❖ création et amélioration des voies d'accès
- ❖ contribution au développement
- ❖ diminution de la pollution due aux combustibles

Les impacts moyens du projet exigent des mesures d'atténuations qui ont pour objet de minimiser et de compenser les impacts pour qu'ils ne deviennent pas majeurs. La liste des impacts du projet considéré comme moyens est exposée ci après :

- ❖ dégradation de l'esthétique du paysage naturel
- ❖ dénudation et tassement dus au décapage
- ❖ changement de forme
- ❖ pollutions due aux travaux et aux matériels
- ❖ répercussions sur le drainage de la nappe
- ❖ perturbation et pollution des aquifères
- ❖ rabattement de la nappe
- ❖ diminution de la ressource en eau
- ❖ pollution due aux travaux





- ❖ propagation de poussières
- ❖ submersion des zones en amont du barrage
- ❖ déboisement
- ❖ dégradation à cause de la pollution
- ❖ perturbation de la vie quotidienne
- ❖ migration des animaux à cause des bruits
- ❖ nuisance des poissons due à la retenue d'eau
- ❖ accidents de travail
- ❖ destruction des agricultures de la population locale
- ❖ maladies par les différentes pollutions
- ❖ bruit par les déversements du barrage et des équipements de la centrale

Les impacts mineurs pourraient être sans effet direct sur les composantes mais peuvent devenir moyens si des mesures de précaution ne soient pas prises en compte. Quant à ce projet, la liste des impacts mineurs est classée ci-après :

- ❖ modification de l'écoulement des crues
- ❖ problème de santé
- ❖ conséquences de l'aménagement sur la stabilité des versants
- ❖ risque d'incendie lié à une ligne aérienne d'évacuation de l'énergie
- ❖ ensablement des cours d'eau

D'après ces interprétations, on a remarqué que les incidences majeures causées par ce projet sont très significatives.

X.5.3. Mesures d'atténuations pour chaque composante

Les mesures d'atténuation pour chaque composante de l'environnement affecté sont synthétisées dans le tableau ci-dessous avec les phases où elles doivent être entreprises.



Tableau 81. Mesures d'atténuation des impacts

Composante environnementale	Impacts environnementaux	Mesures d'atténuation	Phases		
			Préparation	Construction	Exploitation
Topographie	Modification du relief	Remblayage des excavations			X
	Changement de l'aspect	Reprofilage et revégétalisation du site			X
	Augmentation des risques d'érosion et ruissellement	Minimisation du volume de déblais et le temps de stockage des déblais		X	X
Paysage	Changement de forme	Sites (à caractère écologique et/ou touristique) ne seront touchés qu'avec les consentements des autorités ou population locales		X	X
	Modifications possibles de l'écosystème naturel et de leurs équilibres	Restauration des zones perturbées selon l'état initial			X
		Réaménagement de la zone après travaux			X



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Sol	Dénudation du sol	Restauration des zones perturbées selon l'état initial			X
		Réaménagement des sites dégradés ou modifiés par les travaux : zone d'emprunt des matériaux, zones de remblais, démantèlement de construction provisoire			X
	Tassement du sol	Respect des limites définies dans les cahiers de charge		X	X
	Erosion du sol	Restauration des zones par un engazonnement			X
		Plantation de vétivers			X
	Pollution du sol	Interdiction de déversement sur le sol d'hydrocarbures et de produits chimiques		X	X
Hydrologie, physico-chimique des eaux de surface	Risque de contamination	Aménagement des canaux antiérosifs		X	X
	Modification de l'écoulement des eaux de surface	Mise en place de protections en gabions sur la rive quand la déviation est finie			X
Atmosphère	Pollution de l'air : propagation des poussières, émission de gaz d'échappement, etc....)	Utilisation de bâches pour éviter l'épandage des poussières		X	X
		Limitation des heures de travail	X	X	X
		Contrôle et entretien périodique des véhicules	X	X	X
		Arrosage du remblai		X	



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Flores et Faunes	Risque d'altération de la flore	Réduction d'utilisation des matériels, utilisation des matériels en bon état		X	X
	Perte d'espèces floristiques	Délimitation d'une zone de conservation	X		
	Destruction d'arbres	Réalisation de campagne de reboisement			X
	Modification quantitative des espèces	Optimisation du défrichement		X	X
	Perturbation de l'équilibre biologique	Revégétalisation des zones touchées			X
Socio-économique	Perturbation de la vie quotidienne	Identification des propriétaires terriens, contact et recherche d'une entente	X		
	Création d'emploi	Recrutement local	X	X	X
	Conflits personnels avec les habitants locaux	Indemnisation des propriétaires terriens	X		
		Fournir des services sociaux et sanitaires aux riverains de la centrale	X	X	X
	Accident de travail	Port des équipements de protection (EPI)	X	X	X
	Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	Recrutement de personnels sérieux et qualifiés	X		
	Nuisances sonores	Contrôle du niveau sonore du chantier (circulation des engins), de ses voies d'accès (transport routier) et des éventuels tirs de mine	X	X	X
Utilisation des engins équipés de silencieux efficace		X	X	X	
Santé	Problèmes de santé	Séance d'information et formation	X	X	X



X.5.3.2. Milieu physique

X.5.3.2.1. Topographie

La méthode d'exploitation décrite ci-dessus minimisera le volume de déblais et le temps de stockage des déblais car le remblayage se fera au fur et à mesure de l'avancée des travaux d'exploitation. De plus, à la fin de la phase de construction on procédera au remblayage des excavations puis le reprofilage et la revégétalisation du site afin de minimiser les risques d'érosion et stabiliser le sol.

X.5.3.2.2. Paysage

Toutes les infrastructures existantes ainsi que les zones à caractères écologiques ou touristiques sur le site ne seront pas touchées par l'exploitation sans le consentement des propriétaires ou les autorités locales.

X.5.3.2.3. Pédologie, sol

Afin de minimiser le risque d'érosion du sol, la surface de la zone à défricher sera proportionnelle à celle à exploiter pour avoir une couverture végétale autour de site durant l'exploitation. Comme on l'a déjà mentionné le remblayage se fera au fur et à mesure de l'avancé de l'exploitation en suivant la succession initiale des couches qui permettra la croissance rapide de la végétation.

Un contrôle permanent de tous les engins circulant dans le site sera effectué pour prévenir tous risques de contamination des sols par les hydrocarbures.

X.5.3.2.4. Hydrologie, propriété physico-chimique de l'eau

La précipitation élevée et l'existence de plusieurs rivières favorisent l'implantation du projet dans cette zone.

Pour la qualité de l'eau ; les déblais seront stockés dans une zone relativement plate et des dispositifs antiérosifs seront mis en place afin d'éviter tout risque de transport des matériaux par l'écoulement risquant la contamination des eaux de surfaces.



X.5.3.2.5. Air

L'utilisation des engins pour les opérations de raclage et de décapage provoquera la propagation de poussières et l'émanation de gaz d'échappement. Ainsi, la limitation des heures de travail des engins pourrait contribuer à minimiser ces impacts. Les employés seront équipés des matériels de protection.

X.5.3.3. Milieu biologique

Plusieurs mesures seront adoptées pour atténuer les impacts du projet.

X.5.3.3.1. Sur les habitats

- ✓ désignation des zones de conservation soit sur le site soit hors site ;
- ✓ incorporation au plan du projet une zone formellement protégée ;
- ✓ élaboration des plans de gestion de l'eau (canal des Pangalanes) ;
- ✓ revégétalisation avec des espèces natives et introduites ;

X.5.3.3.2. Sur les faunes aquatiques :

- ✓ création d'habitats faunistiques ;
- ✓ introduction des espèces aquatiques en amont du seuil.
- ✓ programme d'informations auprès des intervenants et des villageois concernés ;
- ✓ nettoyage des cours d'eau;
- ✓ mise en végétation des berges des cours d'eau ;
- ✓ aménagement des ouvrages tenant compte des caractéristiques hydrologiques des cours d'eau.

X.5.3.4. Milieu humain

X.5.3.4.1. Environnement socio-économique

Avant de débiter l'exploitation, le promoteur va s'entretenir avec les responsables locaux, en l'occurrence les présidents des fokontany ciblés par le projet et le Maire de la Communes Rurale concernée. Pour éviter l'émergence des problèmes sociaux relatifs à la propriété et à l'occupation du sol, le promoteur envisagera aussi d'identifier les propriétaires terriens, de les contacter et d'avoir une entente avec eux afin d'assurer une bonne relation de travaux corporatifs et ouverts. Il informera ces personnels sur les us et coutumes locaux afin que ces derniers les respectent.



Des bandes de signalisation seront mis en place autour des aires des travaux pour prévenir les employés et la population environnant contre les accidents de circulation et de travail. Des sentinelles seront aussi prévues pour contrôler les personnes circulant autour des chantiers.

Tous les employés seront munis des équipements de sécurité pendant les travaux pour prévenir tous risques d'accident.

Des extincteurs seront mise en place dans les chantiers et au niveau des campements en cas d'incendie.

X.5.4. Plan de gestion environnementale

X.5.4.1. Plan de gestion de risque d'accident

A tout moment les travaux sur le chantier peuvent induire des risques d'accident. Différentes mesures seront prises pour minimiser ces risques et éviter le danger.

Ainsi, l'environnement du travail doit répondre aux différentes mesures requises pour minimiser les risques d'accidents. Ajoutant cela, il serait préférable d'organiser une formation sur la simulation d'accident pour familiariser les travailleurs aux procédures de secours et d'évacuation d'urgence.

Tableau 82. Plan de gestion de risque d'accident

Milieu	Mesures ou préventions
BASE VIE	<ul style="list-style-type: none">- Mise en place d'infirmier pour le premier soin- Visite médical périodique des employés- Mise en place des panneaux de signalisation de sortie des véhicules- Disposition d'extincteur- Eclairage de la base vie pendant la nuit



<p style="text-align: center;">SITE D'EXPLOITATION</p>	<ul style="list-style-type: none">- Utilisation d'équipement de protection individuel adéquat pour le chantier- Disposition de boîtes à pharmacie- Disposition d'extincteur- Limitation de la vitesse de circulation- Clôture de citerne de réserves de carburant- Restriction de l'accès à la zone d'exploitation- Maintien d'une supervision et d'une organisation de travail par la désignation de cadre techniques et de responsables des procédures d'inspection et d'urgence- Conformité des opérations aux normes précisées dans les textes réglementaires- Utilisation des matériels de bonne qualité
<p style="text-align: center;">SUR LA VOIE D'ACCES AU CHANTIER</p>	<ul style="list-style-type: none">- Mise en place des différents panneaux de signalisation- Limitation de la vitesse de circulation- Stabilisation des talus des zones à risques

X.5.4.2. Plan de revégétalisation

Les informations que nous avons obtenues dans les références bibliographiques et surtout lors de la reconnaissance sur terrain ont contribué à la mise en place de plan de revégétalisation dans le périmètre exploité par le projet. En effet, certaines espèces paraissent utiles et présentent un intérêt écologique important. Pour maintenir la biodiversité terrestre et aquatique de cette zone, quelques mesures de restauration devraient être prises en compte et élaborées en étroite collaboration avec les communautés locales afin d'assurer la



pérennisation de l'écosystème dans les sites d'exploitation et pour la satisfaction des besoins de la population locale en bois.

En général, la revégétalisation se définit comme la remise en état initial des zones dégradées après une exploitation, elle accompagne parfois des modifications des végétations lors d'implantation des plantes. Le stockage de la terre végétale sera exigé lors du décapage des zones à exploiter afin de les utiliser comme des engrais biologiques lors de la revégétalisation.

La technique de revégétalisation d'un site se divise en 3 parties suivant la durée et le type d'espèce végétale à utiliser. On distingue :

X.5.4.2.1. Revégétalisation à court terme

La revégétalisation à court terme consiste à stabiliser les tranchées remblayées à partir de l'espèce herbacée s'adaptant aux types de sols de la zone. Elle peut être réalisée par l'engazonnement des espèces herbacées ou par la plantation de Vetiver (Vetiver zizanoides) selon le type et la nature de sol.

X.5.4.2.2. Revégétalisation à moyen terme

La revégétalisation à moyen terme consiste à planter des plantules d'arbustes adaptés aux conditions édaphiques du milieu.

Nous pouvons utiliser des plantules à l'aide des espèces locales qui pourront être valorisées par les villageois à des fins médicinales, artisanales et/ou commerciales.

X.5.4.2.3. Revégétalisation à long terme

La revégétalisation à long terme consiste à planter des espèces arborées et forestières.

Dans cette partie, la réintégration des espèces menacées, vulnérables et en voie de disparition dans les zones dégradées s'avère nécessaire dans le but de conserver l'espèce dans leur environnement d'origine.



X.5.4.3. Programme de suivi environnemental de la diversité faunistique

D'après les résultats d'inventaire la région abrite une diversité faunistique importante. La majorité des espèces recensées sont endémiques de Madagascar et classées pour la plupart comme des espèces menacées et vulnérables dans la liste rouge de l'UICN.

Par ailleurs, la population utilise intensivement les ressources de la forêt naturelle (flore et faune) pour leur transformation à divers niveaux : bois de construction, bois de chauffe, charbon de bois, plantes médicinales, produits de vannerie, fruits, miel, gibier, etc. Les espèces fauniques inventoriées dans les milieux ouverts sont des amphibiens, des mammifères et micromammifères, des oiseaux, des reptiles, des primates et quelques carnivores.

Dans la région, la prairie est très abondante à cause des feux de brousse. Il semble que la superficie forestière de la zone d'exploitation soit constituée de forêts littorales, de forêts denses humides sempervirentes de basse et de moyenne altitude (y compris dégradées et/ou secondaires).

Les différentes pressions auxquelles a été soumise la forêt littorale aboutissent à la quasi-disparition des superficies forestières. Cette situation a entraîné une réduction de la diversité faunique et une perturbation importante de la structure des communautés animales.

En plus, la fragmentation de plus en plus marquée et le stade de dégradation avancé de la forêt ont provoqué des changements qui rendent le processus irréversible et la perte de biodiversité de l'écosystème de plus en plus prononcée.

Afin de minimiser les impacts sur les ressources naturelles et pour mieux sauvegarder les éléments qui composent la forêt littorale, le promoteur du projet devrait proposer une combinaison de mesures de conservation et de réhabilitation en étroite collaboration avec toutes les parties prenantes (le titulaire, l'Etat, les populations locales).

Nous proposons les mesures suivantes :

- **Etablissement des zones de conservation**

Cela consiste à trouver des zones qui pourront abriter les espèces menacées et les maintenir en vie. Ces zones doivent obligatoirement avoir des propriétés similaires à l'environnement initial.



- **Augmentation de la superficie de la zone de conservation**

C'est la réhabilitation des zones déjà dégradées par un système de reforestation, réintroduction et même une translocation des espèces faunistiques cibles.

X.5.4.4. Plan social du projet

Sur le plan social, le promoteur contribuera à l'intérêt de la société pour les fokontany cibles de la commune concernée. Nous pouvons citer :

- recrutement local : on devrait recruter le maximum de main d'œuvre avec une formation technique ;
- information préalable des propriétaires en cas d'expropriation;
- négociation avec les propriétaires concernant les besoins en terre devant les autorités locales ;
- évaluation du montant de l'indemnisation du propriétaire et établissement d'un contrat en cas d'accord mais en cas de désaccord, il faut toujours renégocier ;

X.5.4.5. Plan de gestion des carburants

Il consiste à déterminer les différentes activités liées à l'utilisation des hydrocarbures.

X.5.4.5.1. Le stockage

- Zone de stockage à plus de 100 m des cours d'eau ou plans d'eau.
- Cuve étanche avec un système de prévention des déversement et d'un équipement de récupération en cas de déversement accidentel.
- Existence d'un registre de gestion de stocks disponible sur simple demande.

X.5.4.5.2. Le transport

- Camion pétrolier muni d'un équipement de récupération en cas de déversement accidentel.
- Déclaration aux autorités communales du transport : date, heure et quantité

X.6. Programme de suivi environnemental

Ce paragraphe est consacré au programme de surveillance et de suivi du plan environnemental du projet.



Le plan de gestion environnementale est un programme qui constitue la base du cahier de charge environnementales du promoteur, il assurera la suivie et la surveillance de la réalisation de ces mesures d'atténuations des impacts durant la réalisation et après la fermeture du projet.

X.6.1. Le programme de surveillance

La surveillance est un programme qui surveille la réalisation des obligations et des recommandations, du promoteur, des mesures d'atténuation des impacts négatifs exigés pendant toute la durée du projet.

X.6.2. Le programme de suivi

Le suivi consiste à contrôler et vérifier l'efficacité des mesures d'atténuation.



Tableau 83. Plan de gestion et de suivi environnemental

N°	Impacts majeurs négatifs	Mesures d'atténuation	Méthodes de suivi	Indicateurs de suivi	Calendrier	Acteurs responsables
MILIEU PHYSIQUE						
1	Modification du profil topographique	Restauration progressive des zones abandonnées par des techniques de génie végétal et biomécaniques (revégétalisation)	Registre des volumes des excavés	Volume d'excavation enregistré 1	Mensuel	Promoteur
2	Augmentation des risques d'érosion	Restauration du couvert végétale des zones perturbées le plus possible	Rapport de suivi de revégétalisation	Surface revégétalisée	Mensuel	Promoteur
3	Nuisances sonores	Entretien des véhicules	Carnet d'entretien	Nombre d'entretien	Mensuel	Responsable de suivi environnemental du promoteur
		Optimisation des heures de travail des engins				
4	Pollution de l'air par les poussières et par les fumées d'échappement des véhicules	Entretien des engins et des véhicules	Carnet d'entretien	Nombre d'entretien	Mensuel	Responsable de suivi environnemental du promoteur
		Reboisement des plantes vertes				
MILIEU BIOLOGIQUE						
5	Perte des espèces floristiques	Création de pépinière en vue de réintégrer les espèces forestières	Evaluation des taux de survie des plantes	Nombre et surface de plantation	Trimestriel	Responsable de suivi environnemental du promoteur
		Reboisement et plantation des espèces à croissance rapide	Inventaires biologiques des plantules régénérées			



MILIEU HUMAIN						
6	Conflits personnels avec les habitants locaux	Mise en place de contrat	Registre des contrats établis	Clarification du contrat	Avant l'exploitation	Population locale
		Avertir et veiller que les emplois soient au courant des coutumes et les styles de vie de la population locale		Contrat renouvelable et à durée déterminée		Autorité locale
		Informers les autorités locales sur les activités de projet				
		Attente entre population locale et le promoteur du projet				
7	Maladies	Séances d'informations et de formations	Evaluation du nombre de malades	Types de maladies	Journalier	Promoteur
8	Accident de travail	Port des équipements de protection (EPI)	Evaluation du nombre d'accidents	Nombre d'accidents	Journalier	Entreprise titulaire
9	Création d'emplois	Recrutement local	Registre de recrutement	Nombre d'emplois induits par projet	Annuel	Autorité locale
10	Sécurité	Amélioration de la sécurité locale	Evaluation du nombre des vols	Nombre de vols	Journalier	Autorité locale
11	Risque d'inondation en amont en cas d'oubli	Recrutement de personnels sérieux et qualifiés	Surveillance du plan d'eau	Niveau d'eau	Journalier	Promoteur
12	Diminution des sources de revenus	Réinstaller les communautés dans des régions appropriées et compenser financièrement pour les ressources perdues			Avant l'exploitation	Promoteur

Chapitre XI. ETUDE ECONOMIQUE

L'étude économique est faite sur un horizon de 25 ans.

XI.1. Calcul du coefficient de majoration des déboursés

Le coefficient de majoration des déboursés K est donné par la formule :

$$K = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3 \left(1 + \frac{TVA}{100}\right)} \quad (94)$$

Les valeurs des coefficients A_1, A_2, A_3 et la TVA sont données dans le tableau qui suit.

Tableau 84. Valeurs du coefficient de déboursés K

Origine des frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie de frais	Indice de composition	Pourcentage total
Frais généraux proportionnels aux déboursés "A1"	Frais d'agence et de patente	6	$A_1 = 20,3\%$
	Frais de chantier	10	
	Frais d'exploitation	3,5	
	Frais d'étude et de laboratoire	0,8	
	Assurance	9	
Bénéfice brut et frais financiers proportionnel au prix de revient avec TVA "A2"	Bénéfice net et impôt sur le bénéfice	3	$A_2 = 19,5\%$
	Aléas techniques	4,5	
	Aléas de révision des prix	3	
Frais proportionnels aux dépenses indirectes de chantier "A3"	Frais de chantier	0	$A_3 = 0\%$
	TVA	20	$T = 20\%$

Après avoir effectué l'application numérique, nous trouvons $K = 1,44$

XI.1.2. Exemple de sous-détails de prix

On présente dans les tableaux qui suivent deux exemples de sous-détails de prix.

Les détails quantitatifs et estimatifs du coût du projet sont renvoyés dans l'annexe 2.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Tableau 85. Sous détails de prix du béton dosé à 400kg/m³

Désignation	Béton Q400								
Rendement R	20	m3/j							
Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignations	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	100 000,00	100 000,00		
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	56 000,00	336 000,00		
	Bétonnière	Mj	1	j	1	110 000,00	110 000,00		
	Camion benne	Mj	1	j	1	135 000,00	135 000,00		
Total matériels									681 000,00
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00	
	Chef labo	Hj	1	h	1	11 000,00		11 000,00	
	Opérateur labo	Hj	1	h	8	800,00		6 400,00	
	Chef de chantier	Hj	2	h	1	1 050,00		2 100,00	
	Chef d'équipe	Hj	1	h	8	950,00		7 600,00	
	Ouvrier spécialisé	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00	
	Manœuvre	Hj	9	h	8	600,00		43 200,00	
Total mains d'œuvre									84 700,00
	Ciment	kg	400	kg	8000	570,00			4 560 000,00
	Gravillon	m3	0,85	m3	17	36 000,00			612 000,00
	Sable	m3	0,45	m3	9	14 000,00			126 000,00
	Eau	L	180	L	3600	15,00			54 000,00
Total matériaux									5 352 000,00
			K=	1,44	Total déboursé D				6 117 700,00
					PU=K D/R				439 735,69
					Arrondi à				439 736



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



Tableau 86. Sous-détails de prix de l'acier ordinaire HA

Désignation	Acier ordinaire HA								
Rendement R	5500	kg/j							
Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignations	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériel	MO	Matériaux	
Outillages	Matériels	Fft	1	Fft	1	45000	45000		
Total matériels									45 000,00
Main d'œuvre									
Façonnage	Chef de chantier	Hj	1	h	1	1 050,00		1 050,00	
	Chef d'équipe	Hj	1	h	3	950,00		2 850,00	
	Ferrailleur	Hj	3	h	8	850,00		20 400,00	
	Manœuvre	Hj	3	h	8	600,00		14 400,00	
Montage	Chef d'équipe	Hj	1	h	3	1 050,00		3 150,00	
	Ferrailleur	Hj	1	h	8	850,00		6 800,00	
	Manœuvre	Hj	2	h	8	600,00		9 600,00	
Total mains d'œuvre									58 250,00
Matériaux	Aciers	kg	1	kg	5500	2 900,00			15 950 000,00
	Fils recuits	kg	0,05	kg	275	1 800,00			495 000,00
Total matériaux									16 445 000,00
			K=	1,44	Total déboursé D				16 548 250,00
					PU=K D/R				4 325,37
					Arrondi à				4325



DISCUSSIONS

Le présent thème de mémoire de fin d'études que nous avons traité relève des discussions pertinentes. Ces dernières se présentent sous deux grands aspects : aspect technique et aspect économique.

XI.2. Discussions techniques

Les discussions techniques concernent surtout l'hydrologie et la géotechnique.

XI.2.1. L'hydrologie

La détermination de valeurs absolues en termes d'hydrologie n'est pas l'objectif principal de cette présente étude. Cependant, nous sommes conscients de la menace que représente le fait de ne pas avoir en notre possession des données exactes et précises de débits.

Toutefois, nous avons essayé d'exploiter les données pluviométriques des deux stations (Imerimandroso Centre et Fenoarivo-Atsinanana) et sommes arrivés à estimer des débits extrêmes (crue et étiage) se rapprochant de la réalité. Cette conclusion a été prise après avoir comparé les débits théoriques et les débits issus des campagnes de mesures réels de la hauteur de pluie de la rivière pendant quelques temps et à différentes périodes.

Face à cette situation, nous recommandons que le réalisateur des travaux approfondisse l'étude en effectuant des mesures de débits sur le site en particulier pendant l'étiage absolu et surtout pendant toute une voire plusieurs années. Cela dans le but d'améliorer les résultats obtenus et de relever les incertitudes sur le choix des dimensions des différents ouvrages et du choix du débit d'équipement.

XI.2.2. La géotechnique

La géotechnique est un point qui mériterait de mettre une attention plus particulière dans cette étude. Malgré les différentes analyses susmentionnées, elles restent à titre indicatif.

Et une étude plus approfondie et une modélisation utilisant les fonctions neurones concernant ce domaine devrait faire l'objet d'un sujet à part. Cela n'a pas eu lieu faute de temps mais surtout de moyens. Pour ce faire, nous pouvons procéder à des campagnes de sondage par exemple pour s'assurer du type de sol de fondation mais il y a encore d'autres méthodes.



XI.3. Discussions économiques

XI.3.1. Financement du projet

Le financement du coût du projet peut être réalisé de quelques manières :

- soit par une aide extérieure à travers les ONG internationales et les bailleurs de fond, cas le plus fréquent (dons non remboursables en général) ;
- soit par un financement classique de l'Etat à travers le PIP (Projet d'Investissement Public) du Ministère de l'Eau et du Ministère de l'Aménagement du territoire. Dans ce cas, le taux d'intérêt appliqué par les bailleurs de fonds partenaires est très faible (de l'ordre de 0 à 2 % selon l'accord) par rapport au taux d'intérêt des banques primaires.
- soit par une approche participative de la population par l'intermédiaire de la taxe : consommateur-payeur. C'est-à-dire qu'une taxe serait ajoutée à la facture de chaque abonné raccordé. D'ailleurs, la politique de la bonne gouvernance, les coopérations décentralisées doivent financer les travaux et projets concertés par la population locale.

XI.3.2. Mode de paiement des factures

Après avoir évalué les études économiques, nous nous sommes aperçus que le projet présente un coût d'investissement très élevé. Mais du point de vue financier, il est quand même rentable.

Le mode de paiement de la facture peut se faire de plusieurs manières. Comme la zone d'intervention du projet est en milieu rural et vu le revenu mensuel des clients cibles, l'idéal est de choisir le mode prépayé pour assurer la réparation et l'amortissement du coût d'investissement du projet après 25 ans.

XI.3.3. Choix du type d'exploitation

Le choix du type d'exploitation trouve sa justification en tant qu'énergie renouvelable. Actuellement, l'utilisation de l'énergie renouvelable est en vogue à l'échelle nationale et surtout mondiale.

Or, la JIRAMA, seule société publique opérant dans le secteur de l'électricité poursuit encore la mise en place des centrales thermiques. Ce qui est contradictoire à la vision du secteur de l'énergie.



CONCLUSION GENERALE

En guise de conclusion, l'aménagement hydroélectrique d'Antohaka contribuera à résoudre le problème actuel de l'acuité d'énergie dans la Commune Rurale de Saranambana, dans le District de Fenoarivo-Atsinanana, dans la région d'appartenance du projet et surtout dans le pays. Au niveau social, l'énergie produite par cette centrale constitue l'élément de base du programme du Gouvernement : «accès en eau et électrification rurale ». Sur le plan économique, cet aménagement hydroélectrique joue un rôle primordial dans la mesure où toutes les classes sociales consomment l'électricité. Il contribue à la satisfaction des besoins en énergie des industries d'extraction et de transformation. De même, elle peut réduire la pollution de l'environnement durant son exploitation car l'utilisation des produits fossiles est réduite.

Or, nous savons tous que l'électricité est considérée comme la principale source d'énergie la plus utilisée et est la forme la plus noble de l'énergie. Ce qui permet de conclure que l'accès à l'électricité constitue un levier de développement essentiel. Malgré l'abondance des ressources en eau dans notre pays, la plupart de celle-ci n'est pas exploitée. Mais si on envisage de les mettre en valeur, on pourra vaincre la pauvreté.

Face à cette situation, cette étude propose l'aménagement du site d'Antohaka, constituant un des sites potentiels dans la région d'Analanjirifo. Il sera matérialisé par un barrage de dérivation de 33 m de longueur ayant pour rôle de surélever le niveau d'eau en amont afin d'alimenter les équipements hydromécaniques et hydroélectriques de la centrale. Un canal d'amené d'une longueur totale de 354 m débouchera l'eau dans la chambre de mise en charge. De cette dernière, une conduite forcée en acier soudé de 138 m de long amènera l'eau jusqu'à la centrale pour faire fonctionner les turbines.

L'adéquation des ressources et des besoins en eau nécessaires pour l'aménagement hydroélectrique du site d'Antohaka a montré que ce site est fortement potentiel car il satisfait largement les besoins en électricité de la population. De plus, le taux de charge de 43 % à la 25^{ème} année de production signifie que même après dix ans encore, nous pouvons être sûrs que la Commune Rurale de Saranambana ne souffrira pas encore de pénurie en électricité.



Constituant une solution définitive et durable dont la production sera vendue à moindre coût, l'installation de cette centrale nécessite un investissement qui s'élève à 1 917 687 762 Ariary TTC et demande environ 800 hommes-mois pour sa réalisation. Celle-ci ne sera donc une issue immédiate pour remédier à l'utilisation et à la hausse du prix de combustibles que souffre actuellement la population de la zone. Ainsi, il est nécessaire de convaincre les autorités compétentes et toutes les entités concernées de procéder à la recherche de financement et de négociation pour la réalisation définitive de ce projet.

A travers ce document, nous avons pu assister à l'élaboration d'un document d'Avant-projet Détaillé qui repose essentiellement sur la précision de toutes les données mentionnées dans l'Avant-projet Sommaire et surtout sur la quantification des travaux à exécuter lors de la réalisation du projet.

En somme, l'élaboration de ce document nous a permis de nous projeter déjà dans une future carrière professionnelle car elle comprend tous les éléments clés que doit maîtriser un Ingénieur hydraulicien pour être opérationnel. De ce fait, pour compléter le présent document d'APD, une étude des lignes de transports d'énergie doit se poursuivre. A part cela, l'étude des statuts juridiques conformes au projet sera indispensable avant sa réalisation.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE ET WEBOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LES GUIDES

- [1] AUROUZE Jean, « Etude géologique des feuilles VAVATENINA- FENERIVE », Tananarive 1952
- [2] CHAPERON Pierre, DANLOUX Joël, FERRY Luc, « Fleuves et rivières de Madagascar », Edition cédérom 2005, Paris 1993
- [3] MIQUEL Jacques, « Guide pratique d'estimation des probabilités de crues », Editions EYROLLES, 1984
- [4] RASOLOFONIAINA Jean Donné, « Cours hydrologie », CNEAGR 2002-2003
- [5] RASOLOFONIAINA Jean Donné, « Cours ouvrages hydrauliques », CNEAGR 2003-2004
- [6] REMENIERAS Gaston, « L'hydrologie de l'ingénieur », Editions EYROLLES, 1986

LES OUVRAGES ET SUPPORTS DE COURS

- [1] RAKOTO DAVID Raminintsoa, Cours d'aménagement hydroélectrique, 2013
- [2] RAMANAMPISON James Anthony, « Aménagement de la microcentrale hydroélectrique et irrigation du périmètre de Bevato », Mémoire à l'ESPA, 12 Septembre 2007
- [3] RAMANATSOA Benjamin, Cours d'hydraulique fluvial, 2012
- [4] RANDRIAMAHERISOA Alain, Cours d'hydrologie appliquée, 2012
- [5] RANDRIAMAHERISOA Alain, Cours d'Etude d'Impact Environnemental, 2013
- [6] RANDRIANARIVONY Charles, Cours d'hydraulique à surface libre, 2010
- [7] RAVONIARIVELO Fanjaliva Marcelle, « Gestion Intégrée des ressources en eau de la Commune Rurale de Morarano ; aménagement hydroagricole du périmètre d'Andavabato », Mémoire à l'ESPA, 24 Juin 2010
- [8] RAZANADRAKOTO Norovoahangy Rijaniaina, « Etude des ressources en eau de la centrale hydroélectrique d'Ambohimahasoa », 27 Février 2007

REFERENCES WEBOGRAPHIQUES

www.cours-hydraulique.com

www.cours-génie-civil.com

www.wikipedia.org



ANNEXES

**ANNEXE 1. PLANS****5.1.PLAN TOPOGRAPHIQUE**

	SERIE
Levé planimétrique et altimétrique	01
Plan de l'aménagement	02
Profil en travers au droit de l'emplacement du barrage	03

5.2.PLAN DES OUVRAGES

	SERIE
Barrage et prise d'eau	
Vue en plan du barrage	001
Vue en plan de la prise d'eau	002
Canal d'amenée	
Coupe canal d'amenée	003
Chambre de mise en charge	
Vue en plan de la chambre de mise en charge	004
Coupe longitudinale de la chambre de mise en charge	005
Coupe transversale de la chambre de mise en charge	006
Conduite forcée	
Détails de la conduite forcée	007
Usine	
Vue en plan de l'usine	008
Ferrailage	
Semelle isolée	101
Poteaux usine	102
Longrine longitudinale de l'usine	103



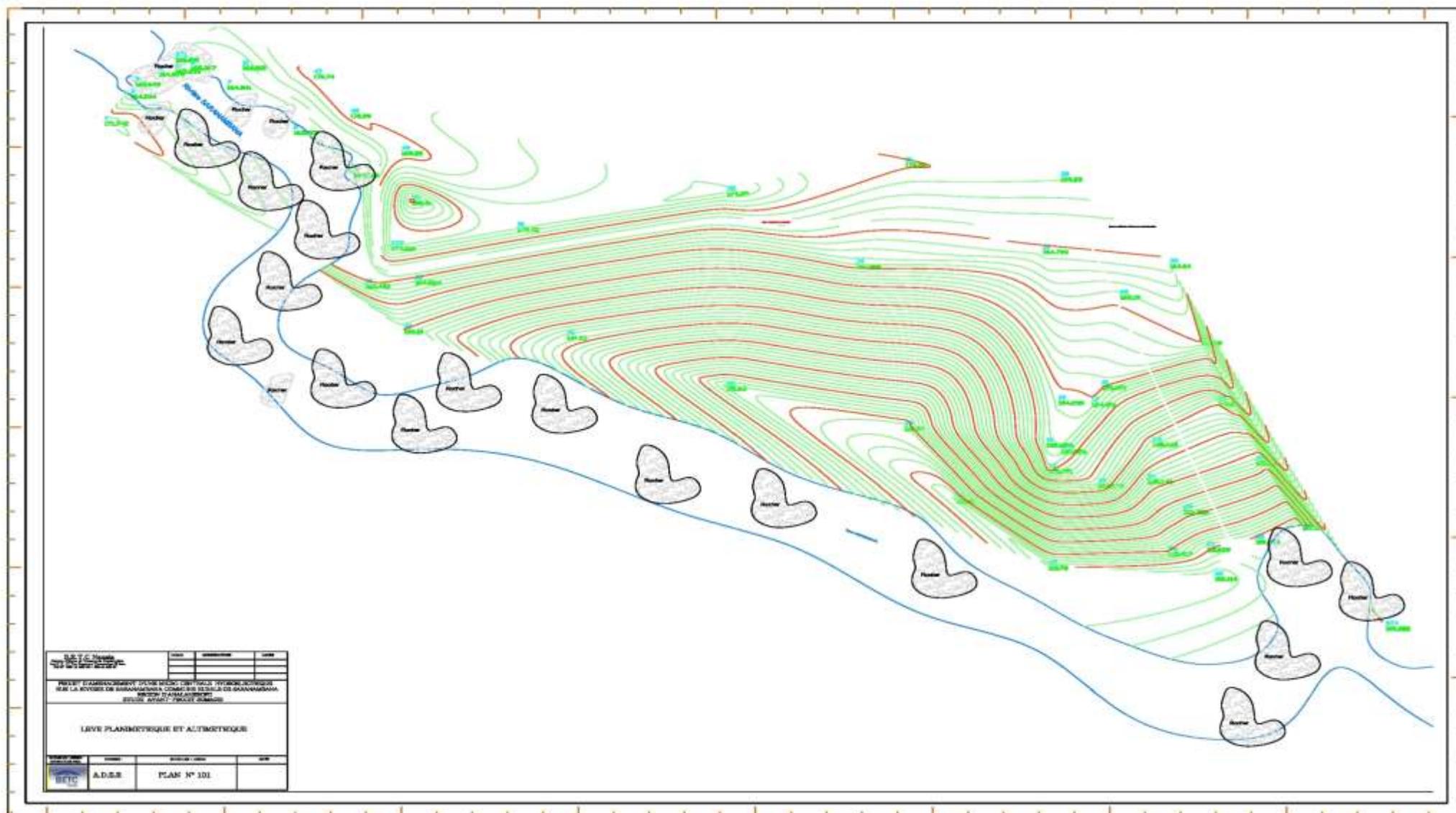
ANNEXES



Ferraillage transversal de l'usine	104
Ferraillage longitudinal de l'usine	105
Ferraillage transversal de l'usine	106
Ferraillage des linteaux de la porte principale	107
Ferraillage des linteaux de la fenêtre	108
Ferraillage des chaînages horizontaux et verticaux	109
Ancrage conduite-centrale	110

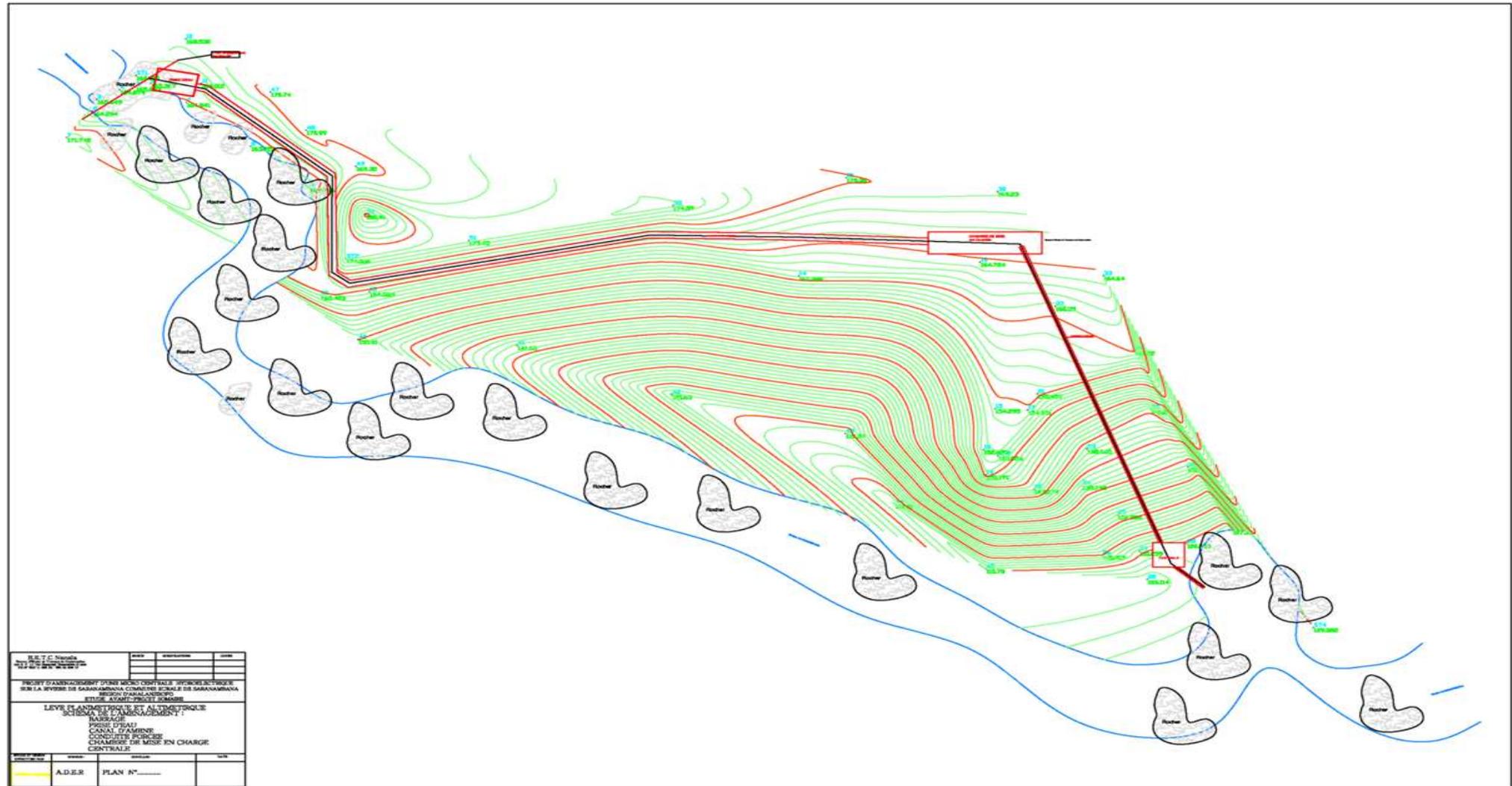


ANNEXES





ANNEXES





Profil dessiné par Covadis

Profil n°: 1

Echelle horizontale : 1/200

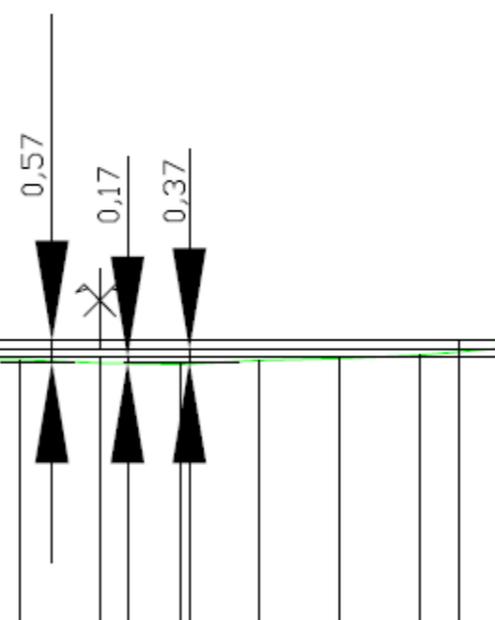
Echelle verticale : 1/200

PC : -7.00 m

Distances à l'axe TN	-10,000	-8,000	-6,000	-4,000	-2,000	0,000	2,000	4,000	6,000	8,000	10,000
Altitudes TN	0,00	-1,12	-1,16	-2,27	-2,28	-3,37	-4,40	-3,30	-2,25	-1,17	0,00
Distances à l'axe Projet											
Altitudes Projet											

Date : 12/09/2013

Dossier : Dessin1.dwg

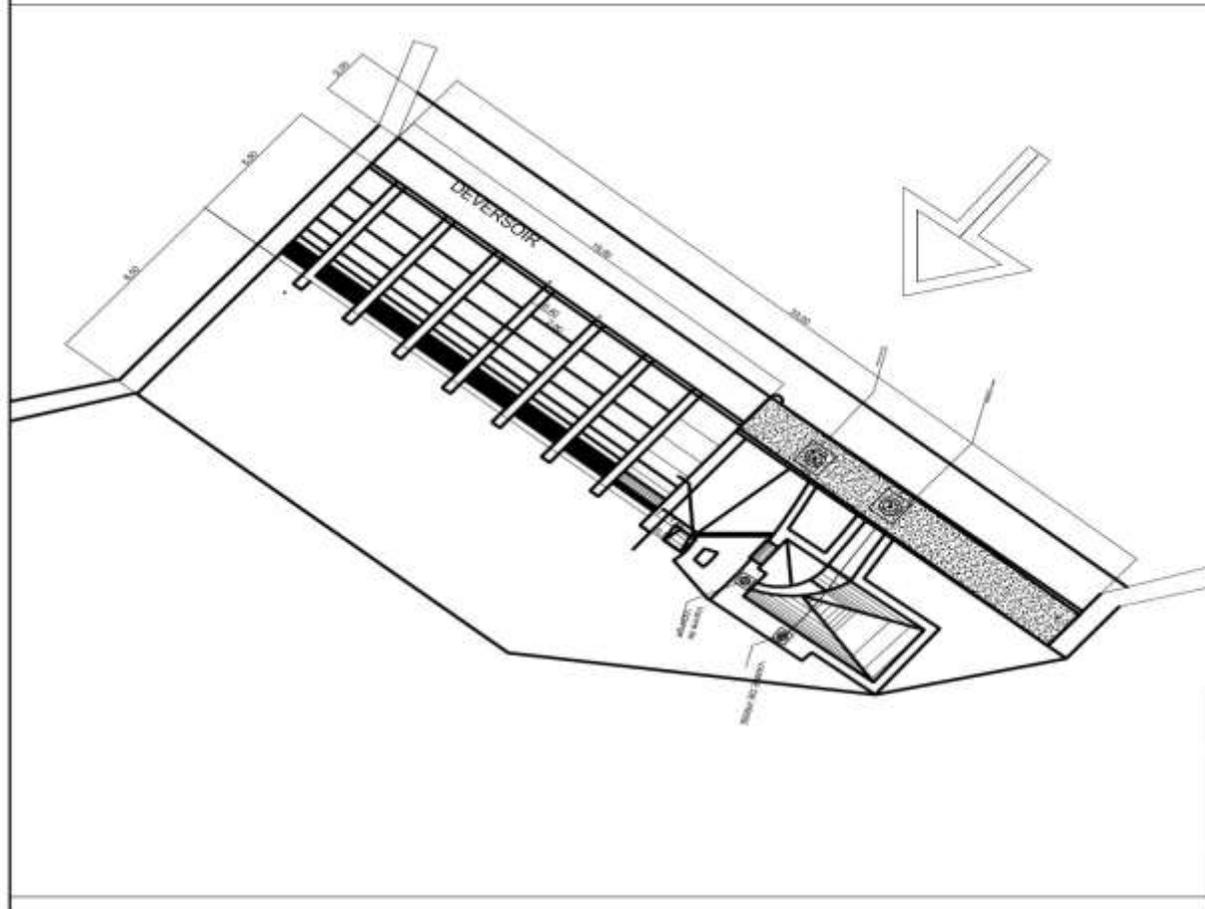




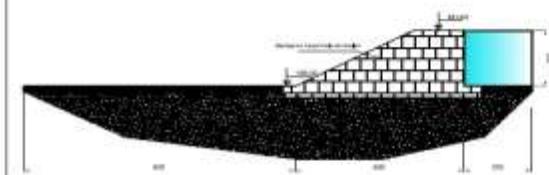
ANNEXES



Vue en plan: BARRAGE
Ech: 1/250 è



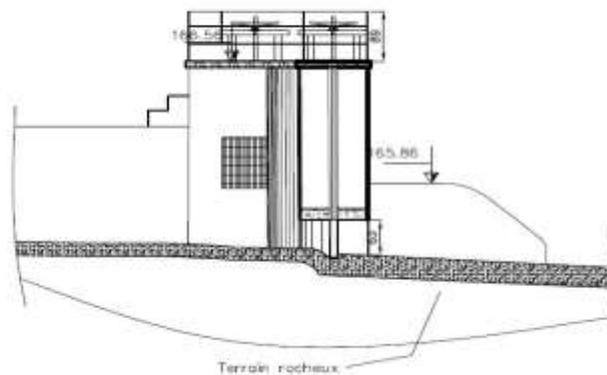
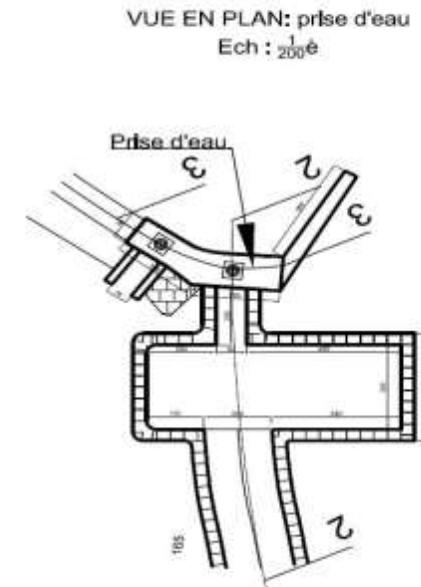
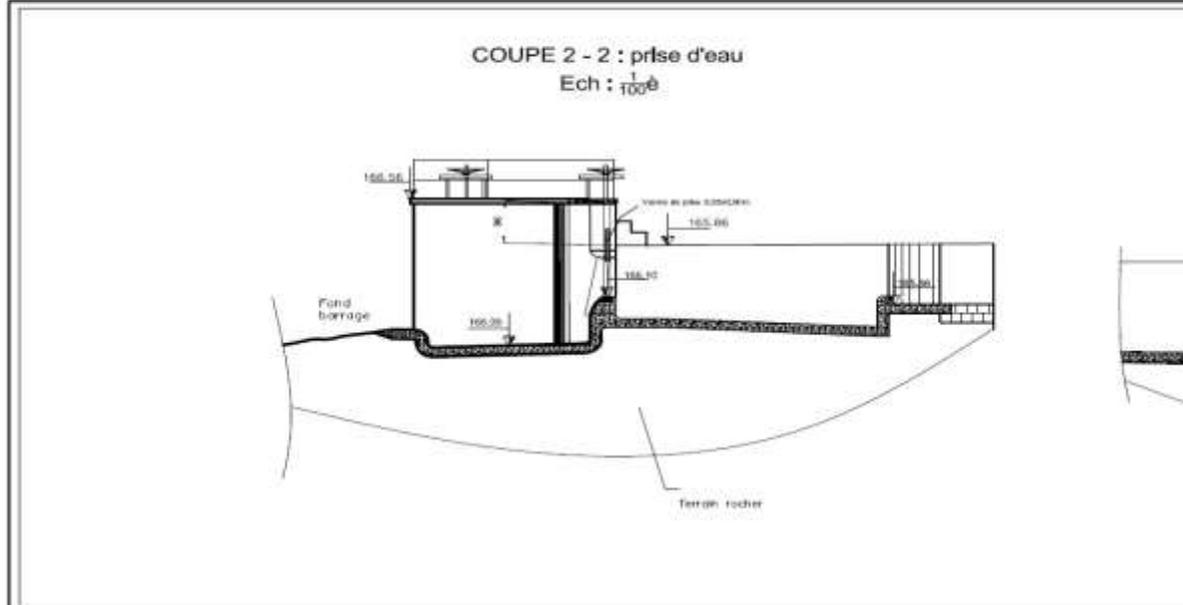
Coupe 1 - 1 : BARRAGE
Ech : $\frac{1}{100}$ è



Dessiné		Modifié		Date	
PROJET D'AMÉNAGEMENT D'UNE CENTRALE HYDROÉLECTRIQUE SUR LA RIVIERE DE SARANAMBANA-FIT AMBOOHANHA-OR SARANAMBANA-REGION ANALANJIRAO ETUDE AVANT PROJET DETAILLEE					
BARRAGE: - Vue en plan - Coupe 1 - 1					
Étude effectuée par		Échelle		Date	
		PLAN N° 001		SEPT2013	



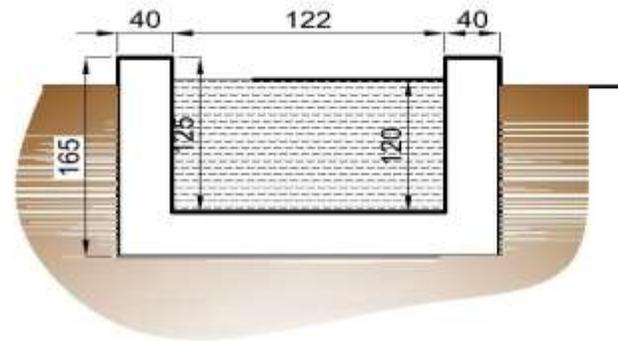
ANNEXES



		Index	Modifié par	Date
PROJET D'AMÉNAGEMENT D'UNE CENTRALE HYDROÉLECTRIQUE SUR LA RIVIÈRE DE SARANAMBANA-FIST AMBODI-HAZINA - CR SARANAMBANA - RÉGION ANALANJIRAO ÉTUDE AVANT PROJET DÉTAILLÉE				
PRISE D'EAU: - Vue en plan - Coupe 2 - 2 / 3 - 3				
Étude effectuée par		Échelle		Date
RAFARALAHY ZARASOA MALANDY		VUE		SEPT2013
		PLAN N° 002		AL



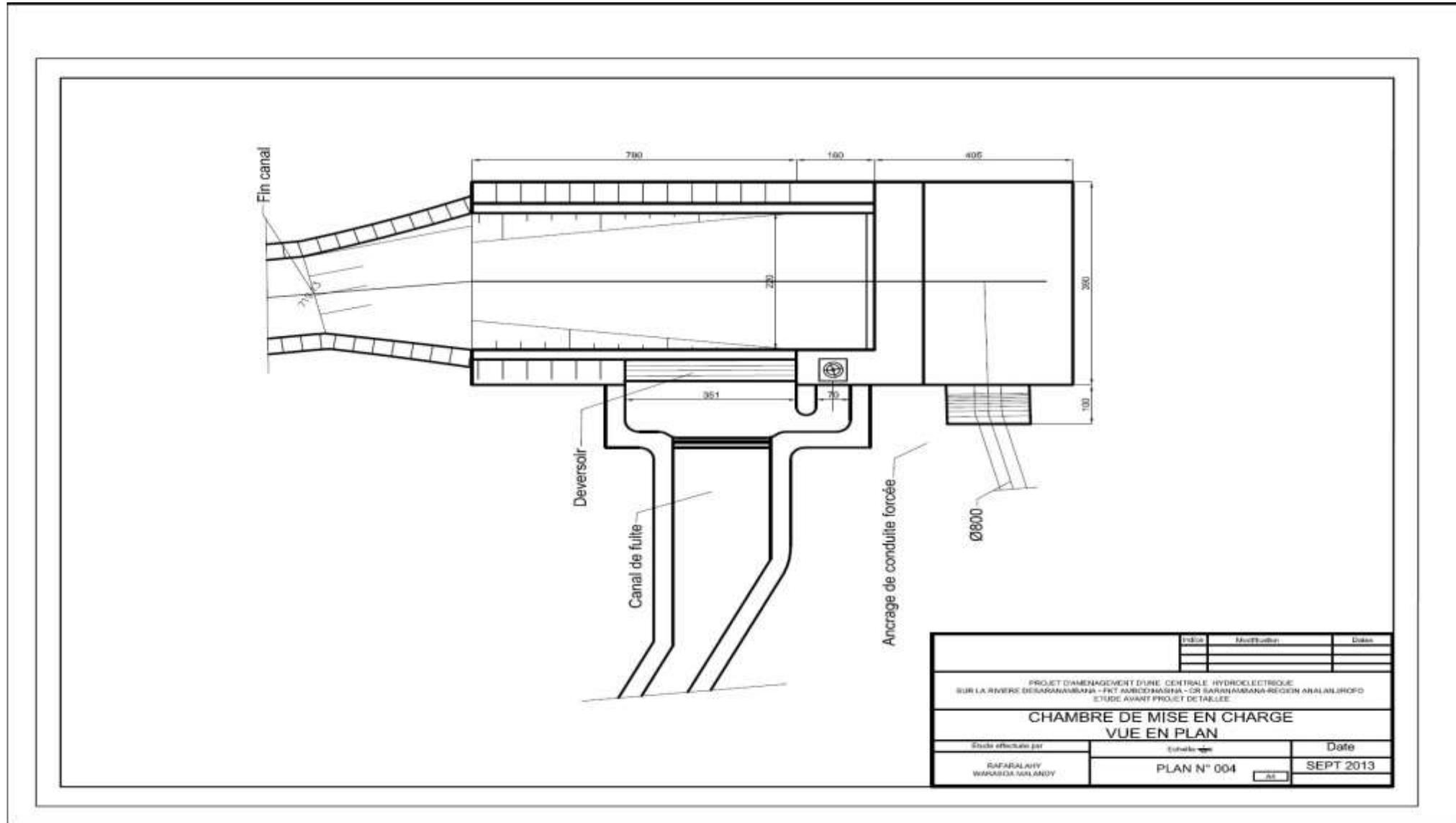
ANNEXES

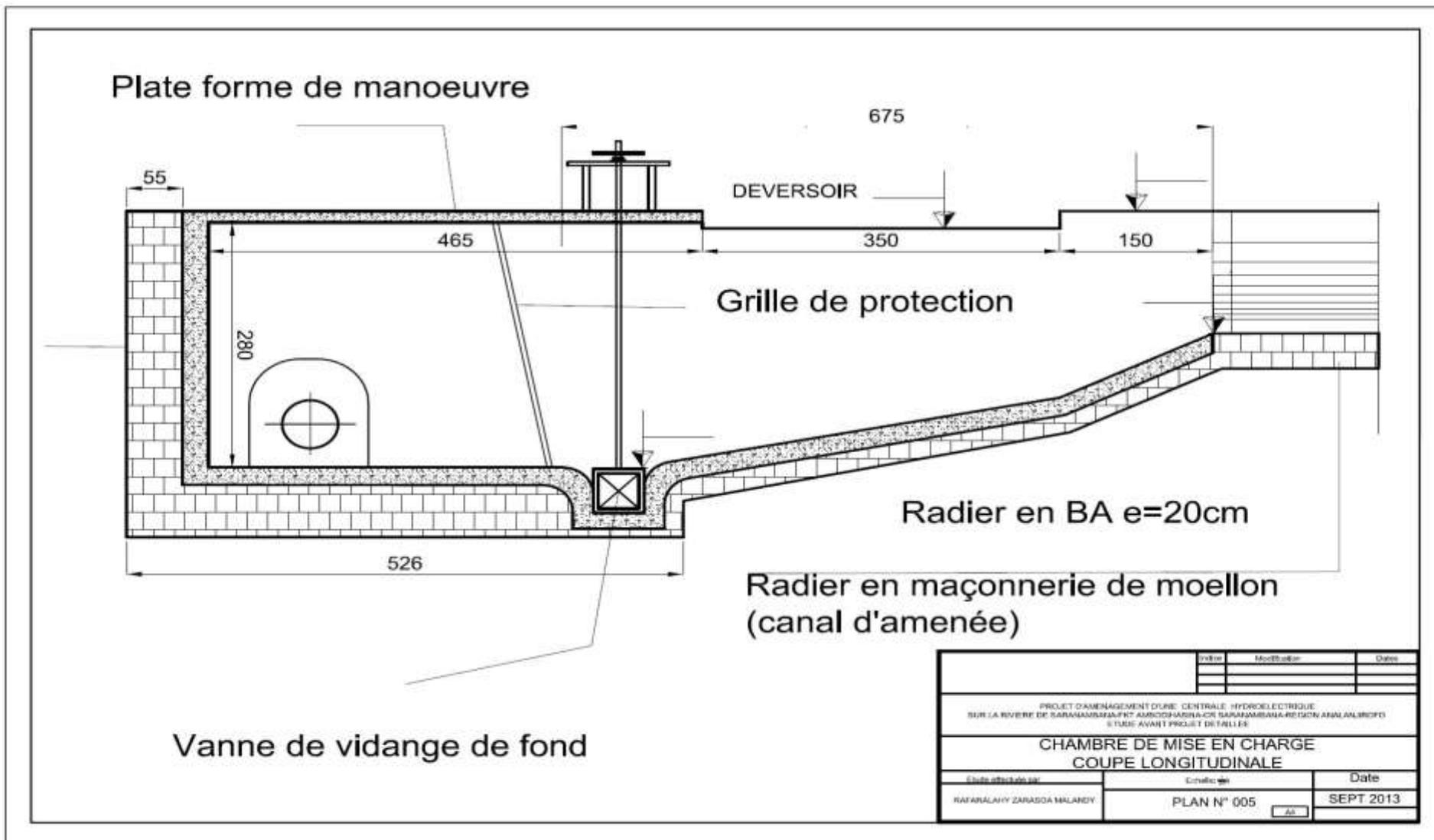


	Index	Modifications	Date
PROJET D'AMENAGEMENT D'UNE CENTRALE HYDROELECTRIQUE SUR LA RIVIERE DE SARANAMBAHA-FET ALRICO-HASURU - CR SARANAMBARA - REGION ANALALANJOA ETUDE AVANT PROJET DETAILLEE			
CANAL D'AMENEE: Coupe			
Etude effectuée par	Echelle: voir		Date
RAFARALAHY ZARASOA MALANDY	PLAN N° 003		SEPT 2013



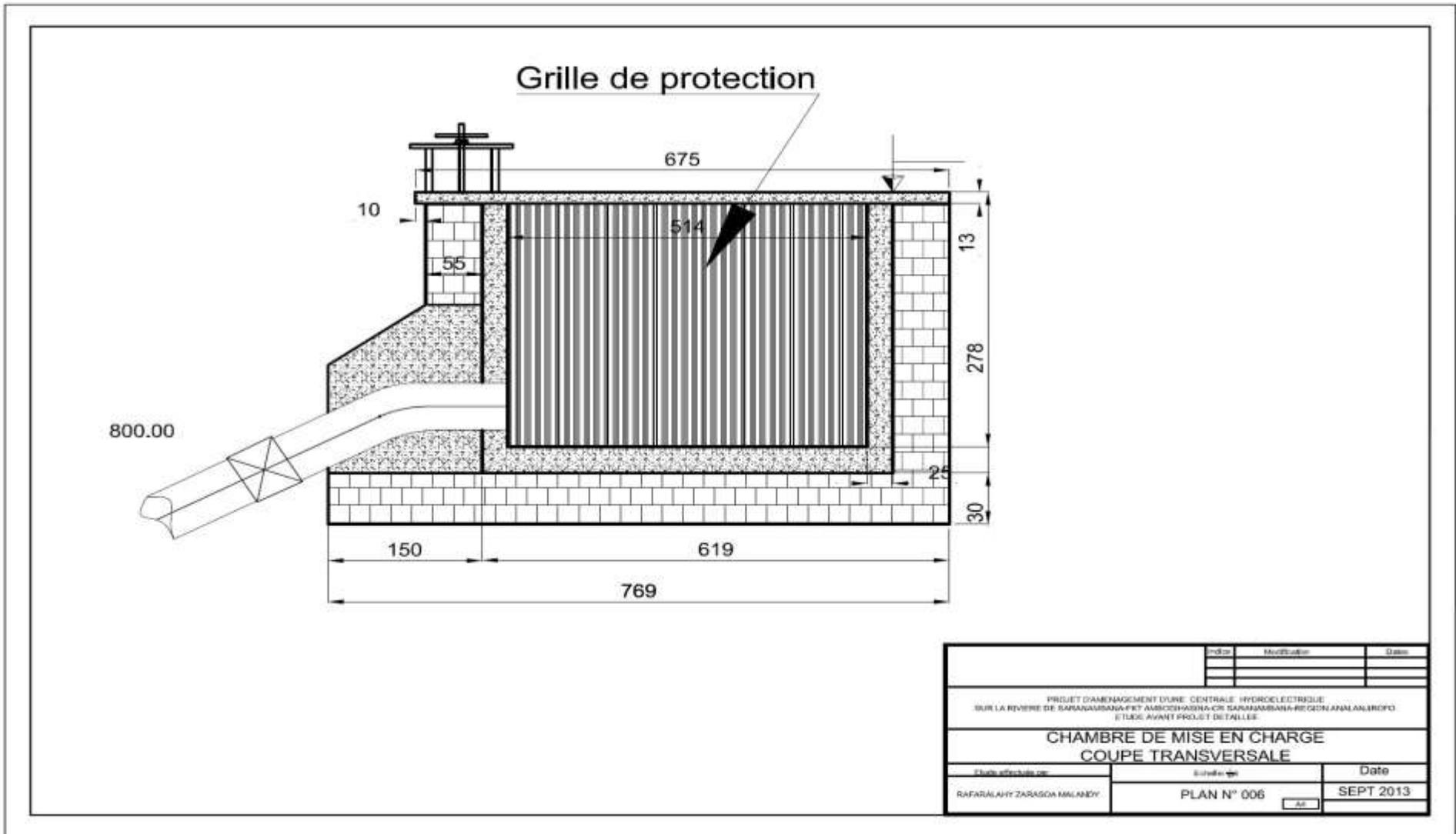
ANNEXES

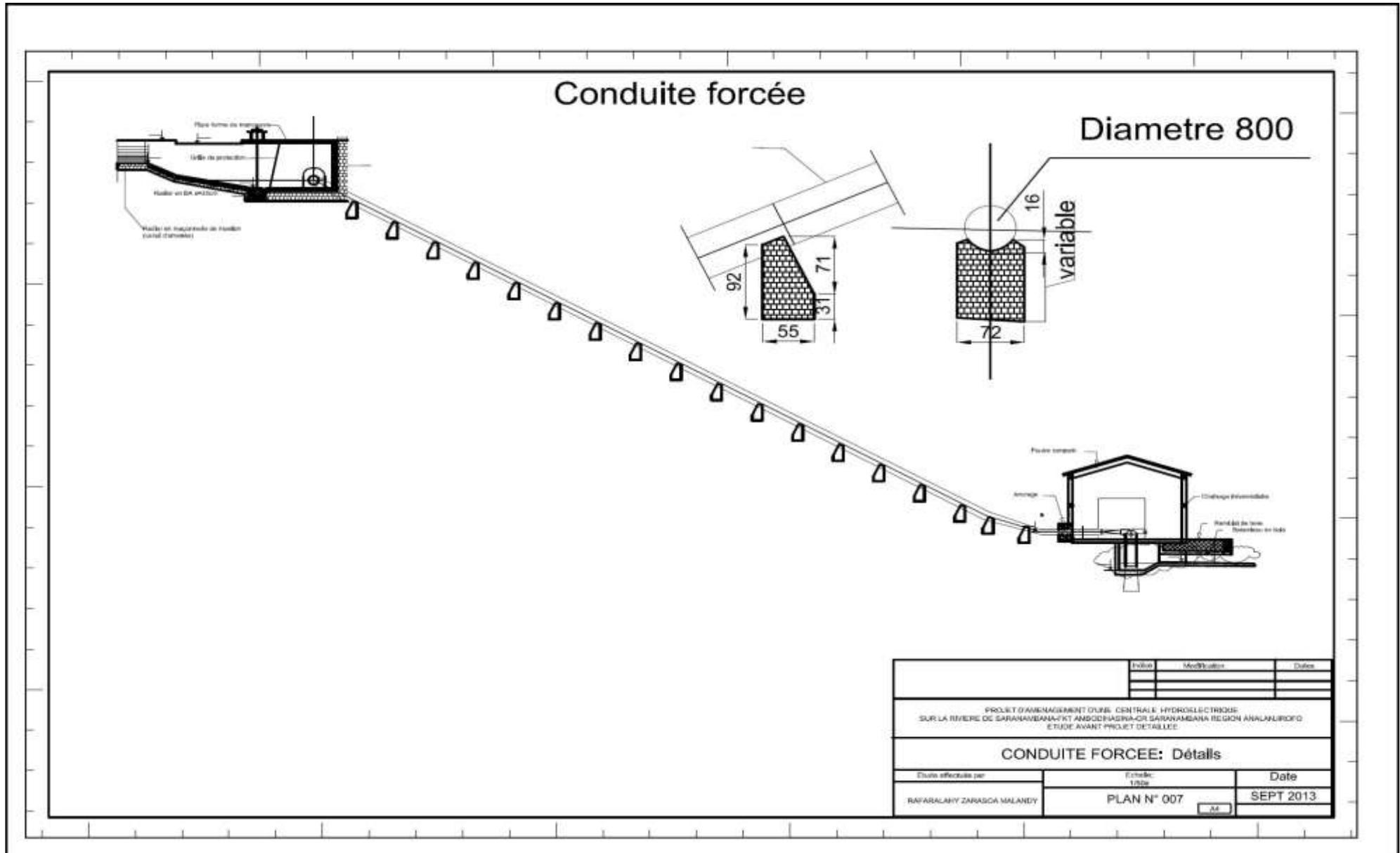






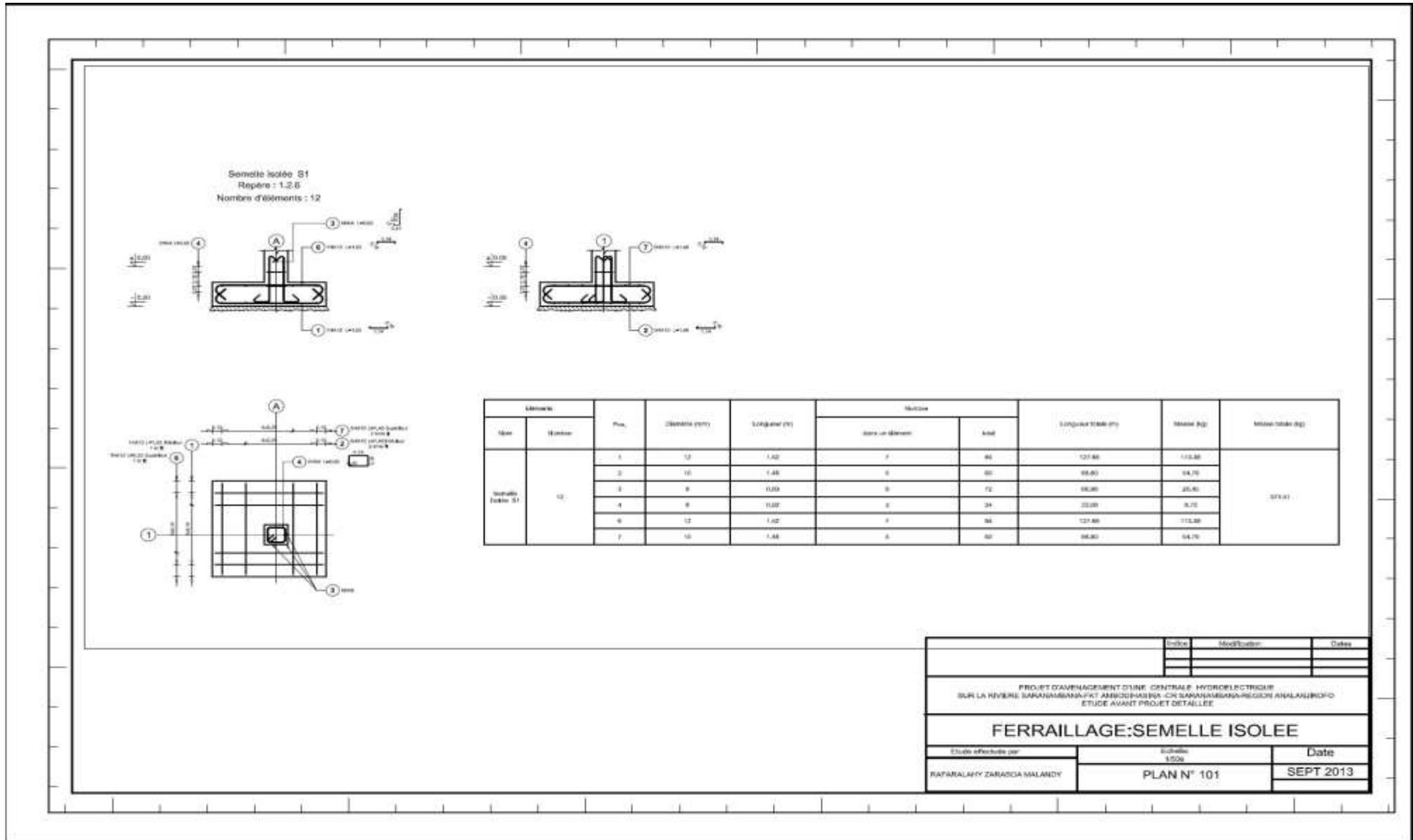
ANNEXES





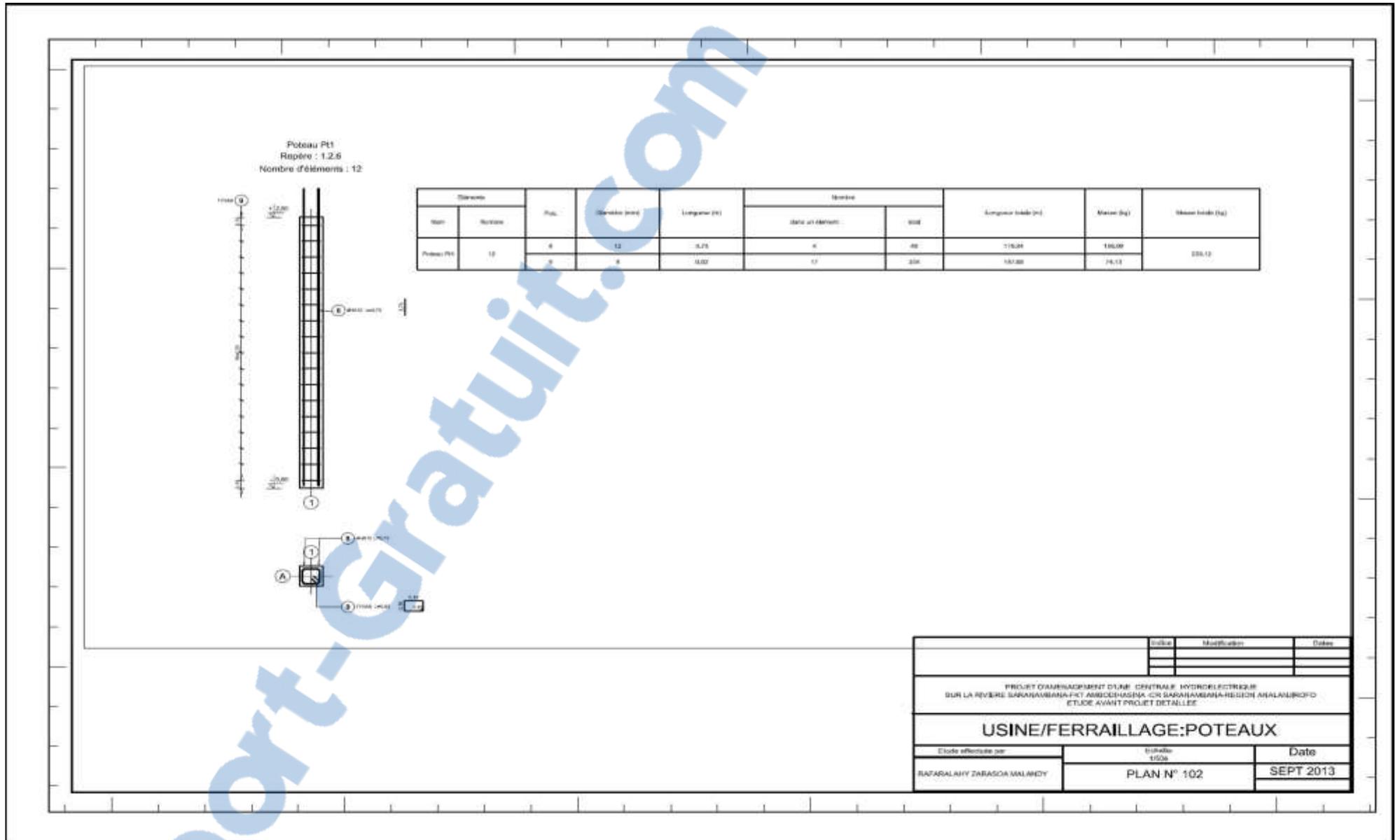


ANNEXES



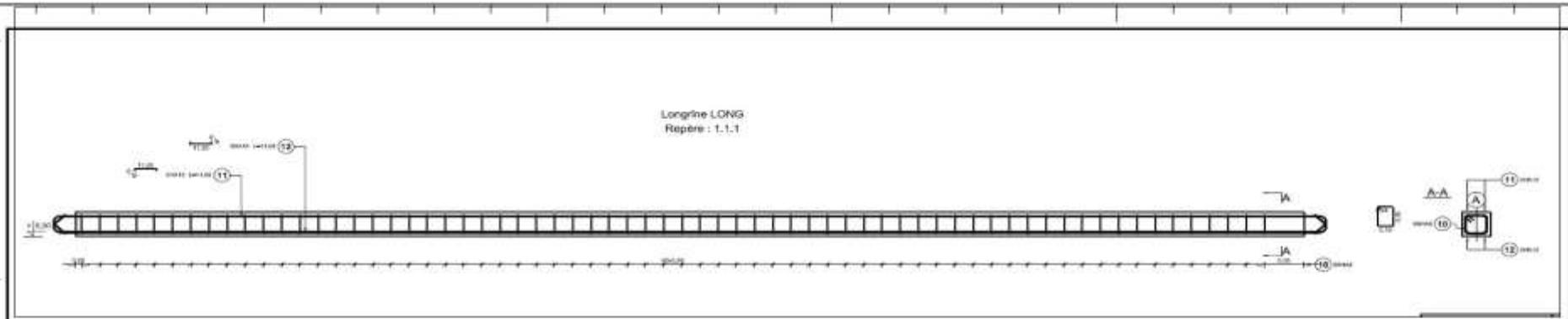


ANNEXES





ANNEXES

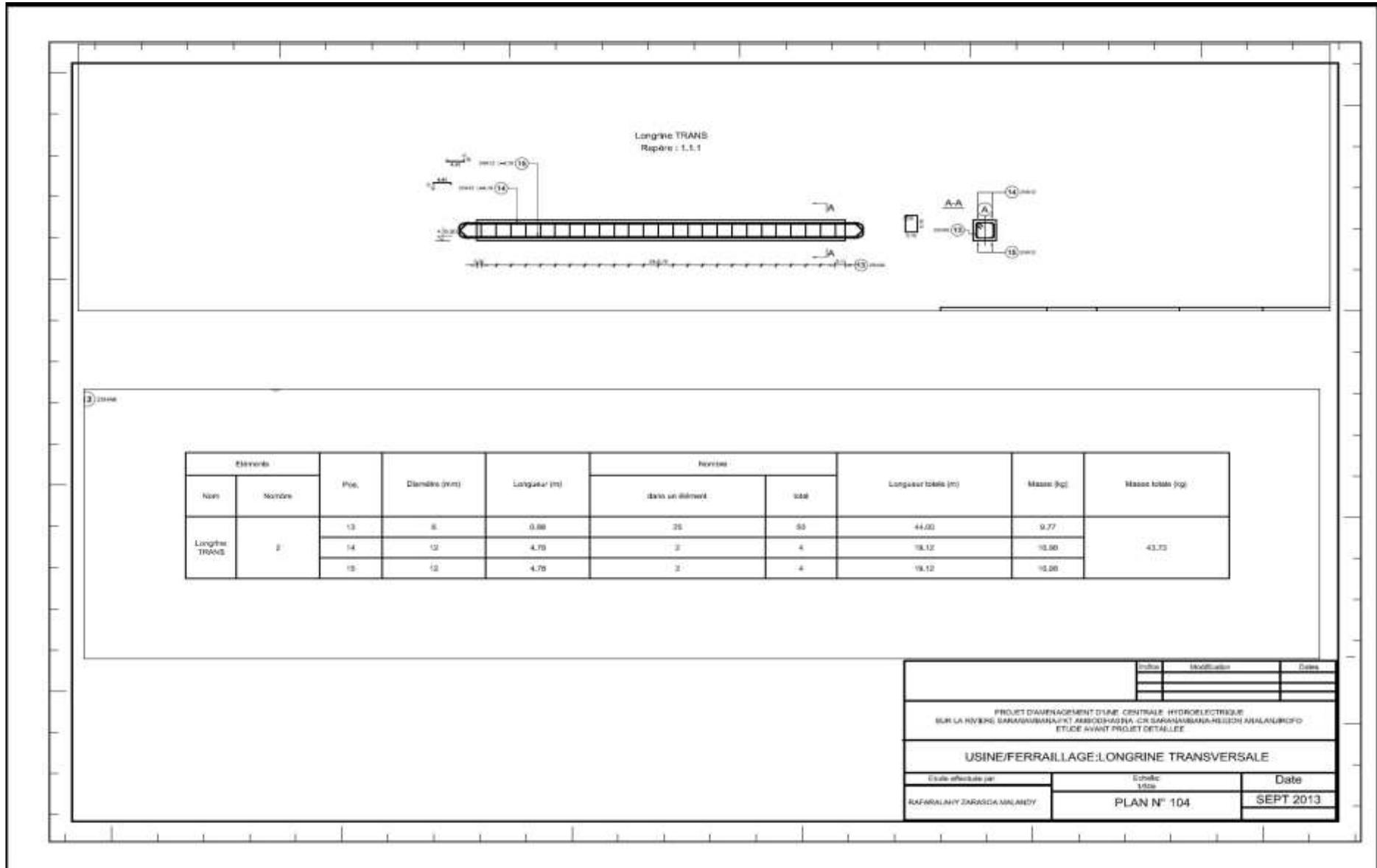


Éléments		Pos.	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Nombre		Longueur totale (m)	Masse (kg)	Masse totale (kg)
Nom	Nombre				dans un élément	total			
Longrine LONG	2	10	6	0.88	66	132	116.16	25.79	108.05
		11	12	11.58	2	4	46.32	41.13	
		12	12	11.58	2	4	46.32	41.13	

Index	Modifications	Date
PROJET D'AMÉNAGEMENT D'UNE CENTRALE HYDROÉLECTRIQUE SUR LA RIVIÈRE SARAHAMBAHAFET AMBOGHASSIA CR SARAHAMBAHANA-REGION ANALANJIKFO ETUDE AVANT PROJET DÉTAILLÉE		
USINE/FERRAILLAGE: LONGRINE LONGITUDINALE		
Étude effectuée par	Échelle	Date
RAFARALAHY ZARASOA MALANDY	1/504	SEPT 2013

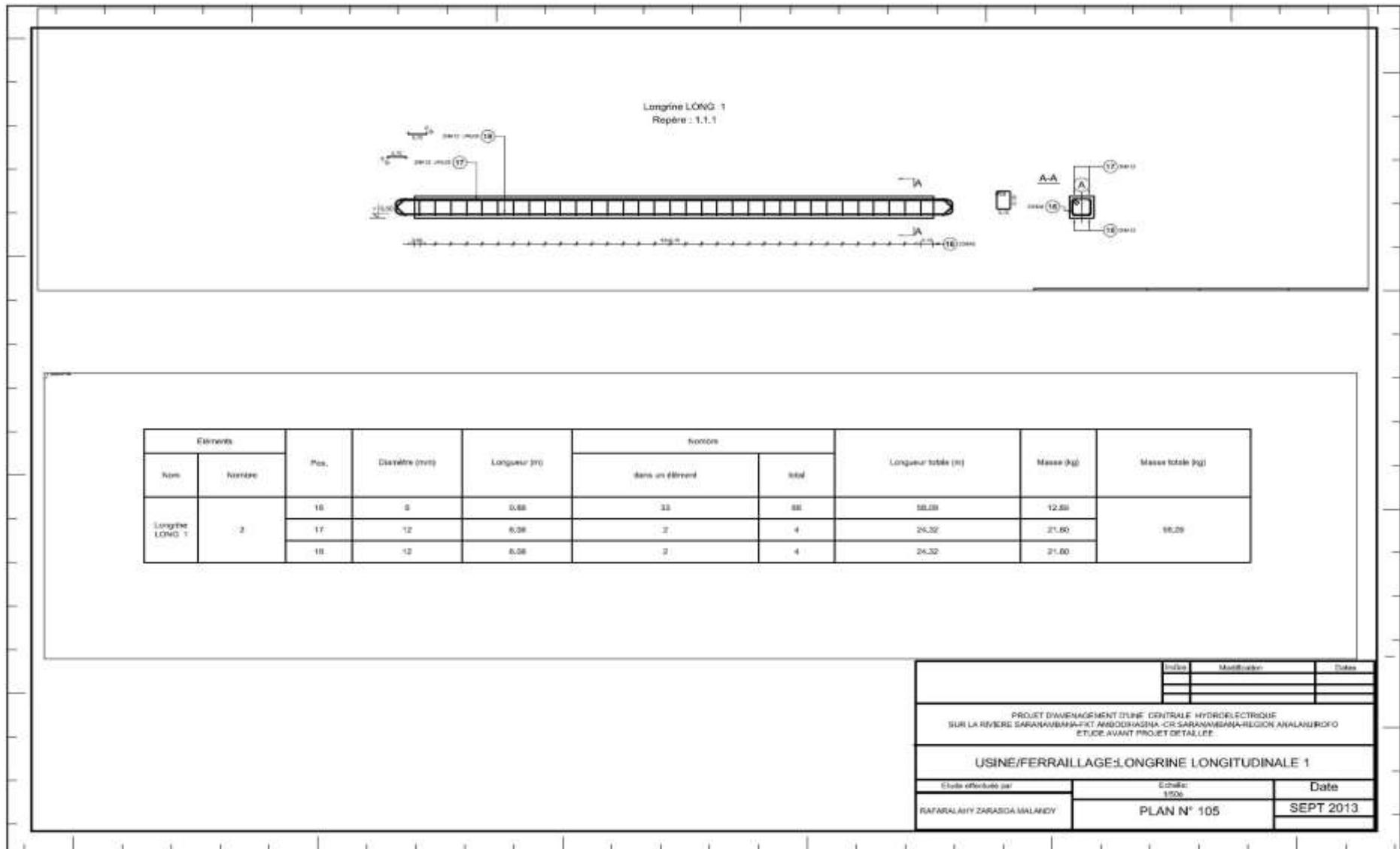


ANNEXES



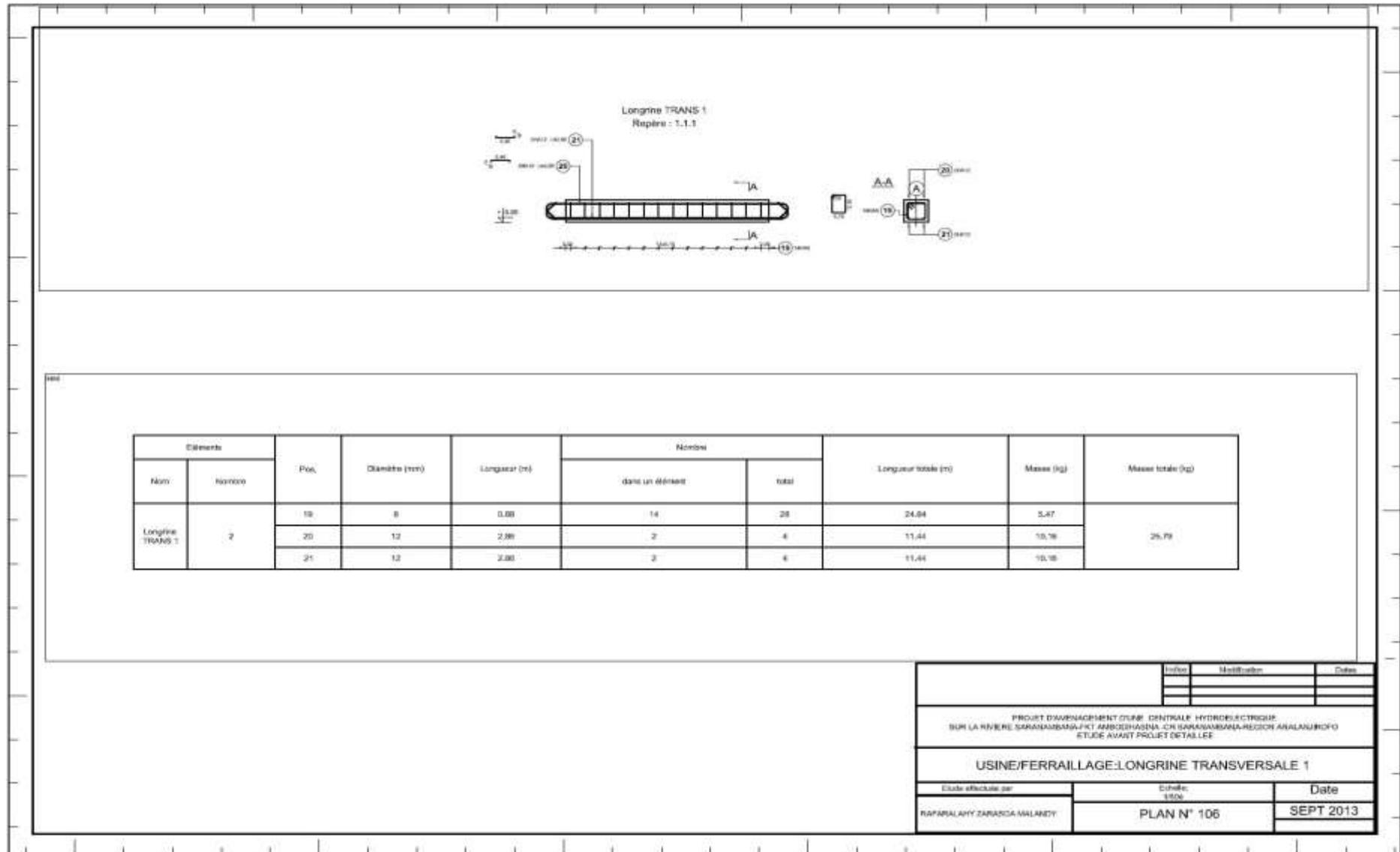


ANNEXES



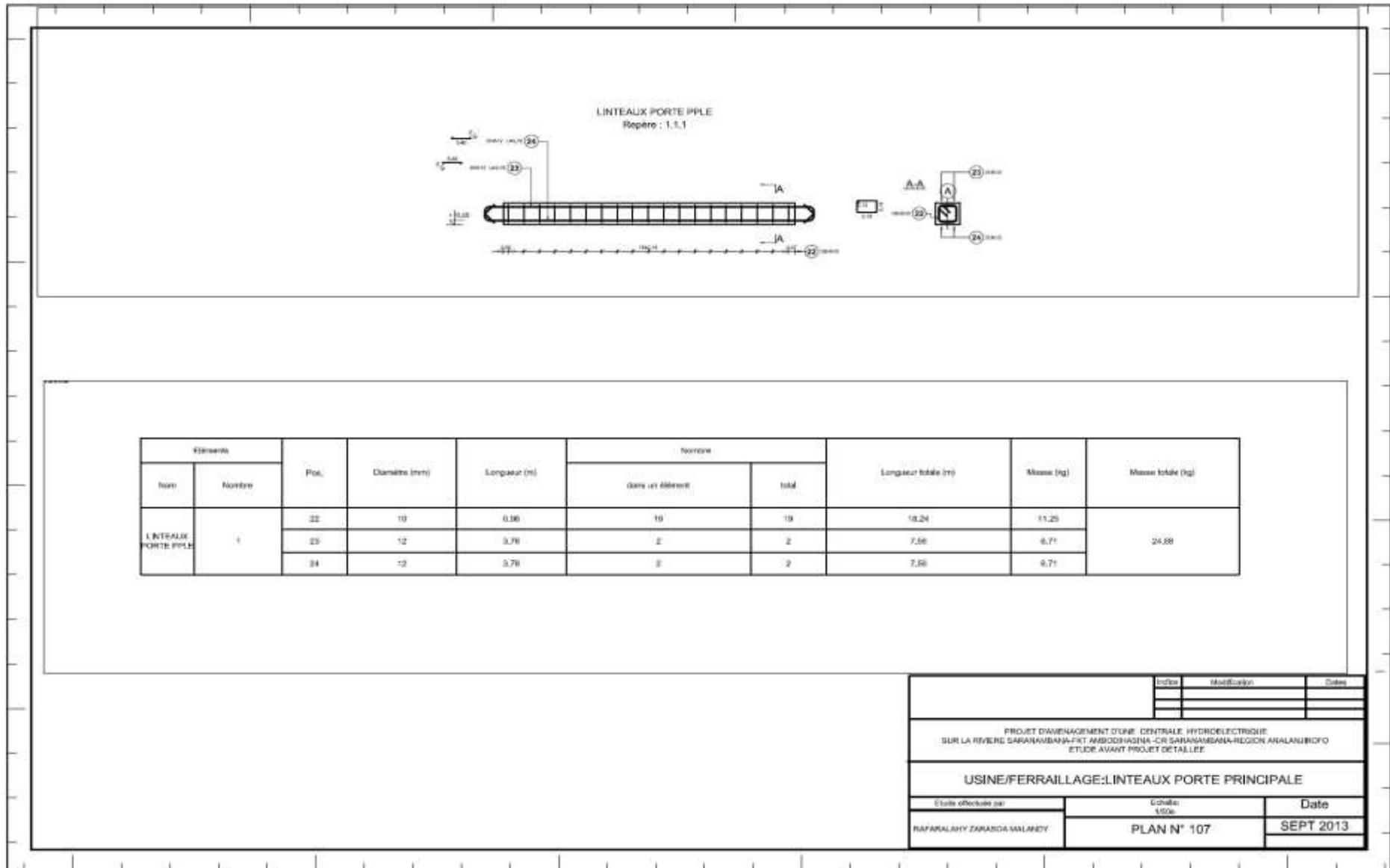


ANNEXES





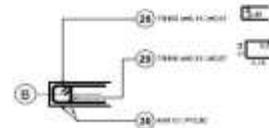
ANNEXES





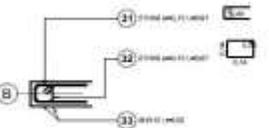
ANNEXES

Chainage vertical L 30/00
Repère : 1.2.0
Nombre d'éléments : 2
Longueur du chainage : 10,8 ml



Eléments		Prc.	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Sections		Longueur totale (m)	Masse (kg)	Masse totale (kg)
					dans un élément	total			
Chainage vertical L 30/00	2	28	8	5,81	13	140	10,86	52,98	107,00
		29	8	5,07	10	140	10,07	51,72	
		30	10	0,90	4	8	58,40	33,31	

Chainage horizontale 30/00
Repère : 1.2.0
Nombre d'éléments : 2
Longueur du chainage : 4 ml

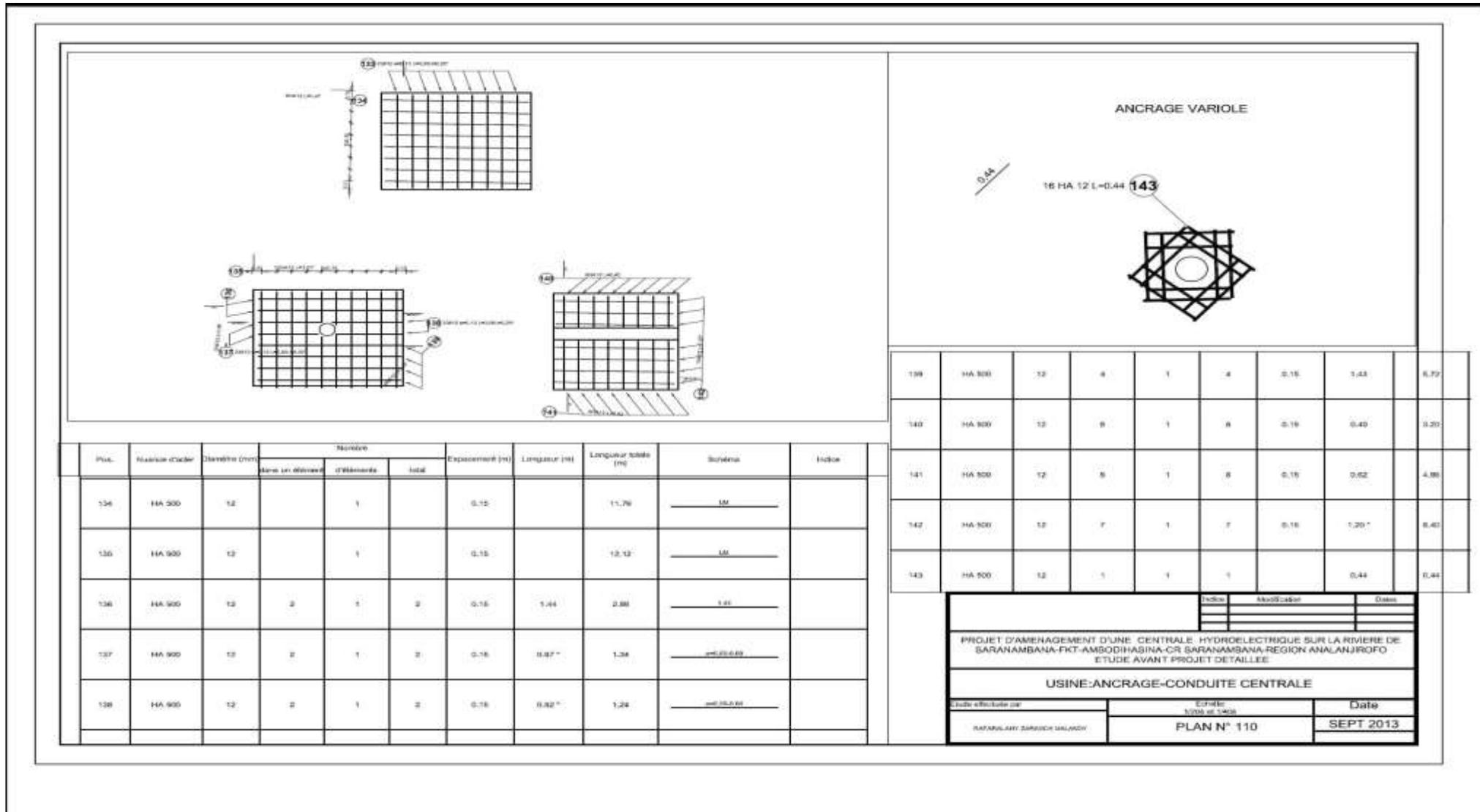


Eléments		Prc.	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Sections		Longueur totale (m)	Masse (kg)	Masse totale (kg)
					dans un élément	total			
Chainage horizontale 30/00	2	31	8	5,81	27	34	36,73	18,01	41,10
		32	8	5,07	27	34	36,73	18,01	
		33	10	4,20	4	8	33,00	16,78	

	Index	Modification	Date
PROJET D'AMÉNAGEMENT D'UNE CENTRALE HYDROÉLECTRIQUE SUR LA RIVIÈRE SARANAMBAHA-FY AMBOGHASSA -CR SARANAMBAHA-REGION ANALANJIRFO ETUDE AVANT PROJET DÉTAILLÉE			
USINE/FERRAILLAGE:CHAINAGES VERTICALE ET HORIZONTALE			
Etude effectuée par	Echelle	Date	
RAFARALAHY ZARASOA MALANDY	1/200	SEPT 2013	
	PLAN N° 109		



ANNEXES





ANNEXE 2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

DESIGNATION	UNITE	QTE	PU	TOTAL HT
A/ PREPARATION DU PROJET				169 128 500
A1- TRAVAUX PREPARATOIRES				40 500 000
Installation et repli de chantier	Fft	1	40 500 000	40 500 000
Sous-total travaux préparatoires				40 500 000
A2- TERRASSEMENT DIVERS				128 628 500
Batardeau	Fft	1	2 860 000	2 860 000
Remblai trié compacté	m ³	560	31 460	17 617 600
Dessouchage d'arbre	U	100	42 900	4 290 000
Débroussaillage, décapage	m ³	16 410	6 435	103 860 900
Sous-total terrassement divers				128 628 500
B/ CENTRALE DE PRODUCTION				1 317 733 608
B1- BATIMENT CENTRALE ET GENIE CIVIL				884 852 689
1. BATIMENT CENTRALE				
Bâtiment de la Centrale	Fft	1		107 250 000
Sous-total bâtiment				107 250 000
2. PISTE D'ACCES				
Réhabilitation	km	9,31	429 000	3 993 990
Création	km	0,5	1 287 000	643 500
Sous-total piste d'accès				4 637 490
3. BARRAGE - OUVRAGE DE CHASSE				
Déblai en terrain rocheux	m ³	81	71 500	5 791 500
Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	78	614 900	47 962 200
Armature	kg	6 230	6 864	42 762 720
Coffrage	m ²	779	17 017	13 256 243
Maçonnerie de moellon	m ³	116	320 000	37 120 000
Vanne 100 x 100	U	1	2 431 000	2 431 000
Sous-total barrage et ouvrage de chasse				149 323 663
4. OUVRAGE DE PRISE				
Déblai en terrain rocheux	m ³	14	71 500	1 001 000
Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	47	614 900	28 900 300
Armature	kg	3 736	6 864	25 643 904



ANNEXES

Coffrage	m ²	467	17 017	7 946 939
Vanne 125 x 125	U	1	3 646 500	3 646 500
Grille amovible	U	1	4 290 000	4 290 000
Sous-total ouvrage de prise				71 428 643
5. CANAL D'AMENEE				
Déblai en terrain rocheux	m ³	326	71 500	23 309 000
Déblai en terrain meuble	m ³	914	25 740	23 526 360
Maçonnerie de moellon e=45	m ³	725	320 000	232 000 000
enduite au mortier de ciment dosé à 350 kg/m ³	m ²	1 294	12 727	16 468 738
Engazonnement	m ²	495	9 009	4 459 455
Talutage	m ³	390	34 320	13 384 800
Sous-total canal d'aménée				313 148 353
6. CHAMBRE DE MISE EN CHARGE				
Déblai en terrain meuble	m ³	13	25 740	334 620
Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	81	614 900	49 806 900
Armature	kg	6 508	6 864	44 670 912
Coffrage	m ²	814	17 017	13 851 838
Vanne	U	1	3 861 000	3 861 000
Grille amovible	U	1	4 290 000	4 290 000
Sous-total chambre de mise en charge				116 815 270
7. CONDUITE FORCEE (SUPPORT)				
Déblai en terrain meuble	m ³	13	25 740	334 620
Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	81	614 900	49 806 900
Armature	kg	6 508	6 864	44 670 912
Coffrage	m ²	814	17 017	13 851 838
Sous-total conduite forcée (support)				108 664 270
8. CANAL DE RESTITUTION				
	Fft	1	13 585 000	13 585 000
Sous- total canal de restitution				13 585 000



ANNEXES

B2- EQUIPEMENTS ELECTROMECHANIQUES				432 880 919
1. -GROUPE				
Ensemble groupe 300 kW	U	2	96 808 557	193 617 114
Sous- total groupe turbo -alternateur+ chargeur				193 617 114
2. Vantellerie et conduite forcée				
Vantellerie				
Vanne de tête	U	1	760 000	760 000
Vanne de vidange	U	2	475 000	950 000
Vanne de prise d'eau	U	2	760 000	1 520 000
Grille de prise d'eau (herse)	m ²	1	427 500	427 500
Grille de sécurité	m ²	1	114 000	114 000
Conduite forcée				
Conduites de diamètre 800	ml	138	1 706 466	235 492 305
Sous-total vantellerie et conduite forcée				239 263 805

RECAPITULATION

DESIGNATION	MONTANT EN Ariary (HT)
PREPARATION DU PROJET	169 128 500
CENTRALE DE PRODUCTION	1 486 862 108
MAIN D'OEUVRE	111 211 027
TOTAL GÉNÉRAL (HT)	1 598 073 135
TVA (20%)	319 614 627
TOTAL GENERAL (TTC)	1 917 687 762

Ainsi, l'investissement initial s'élève à **UN MILLIARS NEUF CENT DIX-SEPT MILLIONS SIX CENT QUATRE VINGT SEPT MILLE SEPT CENT SOIXANTE DEUX ARIARY TTC (1 917 687 762 Ariary TTC)**.

Nous tenons à remarquer que cet investissement ne tient pas encore compte des réseaux de distribution (ligne de transport, transformateurs, etc.)



ANNEXE 3. NOTES DE CALCUL

ANNEXES 3.1. HYDROLOGIE

ETUDE PLUVIOMETRIQUE

Pluies moyennes mensuelles1. Données pluviométriques mensuelles des deux stations pluviométriques utilisées

Tableau 87. Pluies mensuelles à la station d'Imerimandroso centre

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
1951	345,6	83,5	177,5	40,6	26,6	12,3	10,9	26,6	0	41,4	152,5	203,2
1952	506,3	154,5	167,9	41,7	35,8	5	0,3	4	12,1	0	226,9	214,1
1953	86,9	123,9	397,2	29,5	4,6	28	0	2,7	4,3	4,4	50,6	221
1954	177,5	105	77,1	3,9	8,9	0	5,5	0	5,4	7,4	85,9	58,2
1955	127	45,2	184,6	3,2	17,4	0	0,3	10,5	0	18,9	78,3	451,7
1956	246,8	139,9	53,3	35,9	5,5	0,4	58,1	0,2	3,4	4,3	156,9	438,7
1957	125,9	294,2	316,8	36,7	3,4	0	6,7	2,3	1,3	51,4	46	222,9
1958	337,8	188	160,2	8	0	4,4	8,3	2,2	98,1	102	53,1	452,1
1959	371,3	407,3	602,8	8,8	0,4	1,6	9,3	0,2	14	3	306,5	219,9
1960	376,4	164,2	218,1	41,9	1,8	2,9	2,9	0,8	0	47,3	74,4	422
1961	245,6	59,4	350,8	184	0	4,3	7,4	8,1	6	29,8	251,1	507,5
1962	93,8	124,1	259,6	102	20,4	0,5	1,1	5,6	1,4	78,2	319,5	354,3
1963	291,1	190,7	156,3	66,3	8	38,1	1,2	3,4		173	107,9	333,5
1964	216,2	375,2	187,9	5,4	0,5	18,9	34,4	2,9	2,1	33,8	163	453,4
1965	307,2	244,9	135,2	44,4	3,6	1	19,3	55,5	8,5	41,2	205,6	483,5
1966	132,8	175,7	200,2	1,4	54,8	16,8	2,3	41,8	16,3	9,8	126,7	393,6
1967	341,9	269,7	298,7	47,1	1,8	3,2	4,6	1,1	4,8	57,8	309,4	432
1968	124,9	269,9	148,8	63,1	9,3	12	10,3	0	17,4	0,2	215,4	300,4
1969	221,4	264,7	82,1	69,8	2,7	3,4	5,9	15,9	15,3	42,2	118,9	558,9
1970	338,8	119,2	147,9	31,8	2	3,6	5,5	3,5	1,1	10,5	369,9	127,3
1971	504,6	291,2	147,4	19,2	5,4	1,7	3,6	6,5	55,4	22,4	271,3	368,7
1972	280,6	473,9	171,6	47,4	20,2	7,3	13,1	6,6	17,7	72,4	158,1	171,7
1973	284,7	285,5	153	0,9	0	13,9	10,9	25,7	1,5	8,2	95,7	143,1
1974	217,9	188,1	154,5	145	40,2	43,3	2,9	5,1	18,5	68,8	127	540,1
1975	224,8	363,5	264,2	58,4	31,7	2,1	12	3,8	0,8	44,4	319,3	235,8
1976	276,6	340,7	52	19,6	23,4	5	6,1	10,8	5,8	85,8	155,3	595,3
1977	147,9	312,1	314,1	11,2	32,9	5,1	4,7	3,8	1,6	77,6	157,6	101,3
1978	230,5	192,8	62,4	78,7	3,6	11	33,1	1,7	49,7	45,6	112,9	168
1979	165,9	211,9	319,9	96,8	30	9,6	20,8	13,2	0,4	52,8	326,7	218,3
1980	244,5	167,6	190	58	0,4	0,3	7,6	0,6	7,6	94	31,8	163,7

Source : Service Météorologique Ampandrianomby

**Tableau 88. Pluies mensuelles à la station de Fenoarivo-Atsinanana**

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Normales (mm)	391,3	329,4	440,8	226,5	177,8	165,5	196,2	169,1	197,2	107,8	148,7	264,5
Nb de jours	19,7	15,9	19	16,1	14,9	17,9	20,2	21,1	15,1	14,5	14,3	16,7
Date	27/1973	1959	1959	juil.-70	1952	23/1974	déc-67	27/1962	1953	1958	1951	23/1975

Source : Service Météorologique Ampandrianomby

2. Ajustement des données pluviométriques mensuelles

2.1. Calcul des coefficients d'éloignement

$$\alpha_1 = \frac{D_1}{D}$$

$$\alpha_2 = \frac{D_2}{D}$$

Avec $D_1 = 60,05$ [km]

$D_2 = 28,99$ [km]

$D = 89,04$ [km]

$$\alpha_1 = \frac{60,05}{89,04} = 0,67$$

$$\alpha_2 = \frac{28,99}{89,04} = 0,33$$



2.2. Résultat des ajustements

Tableau 89. Ajustement des pluies mensuelles de la station d'Imerimandroso Centre

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
1951	233,1	56,3	119,7	27,4	17,9	8,3	7,4	17,9	0,0	27,9	102,8	137,0
1952	341,5	104,2	113,2	28,1	24,1	3,4	0,2	2,7	8,2	0,0	153,0	144,4
1953	58,6	83,6	267,9	19,9	3,1	18,9	0,0	1,8	2,9	3,0	34,1	149,0
1954	119,7	70,8	52,0	2,6	6,0	0,0	3,7	0,0	3,6	5,0	57,9	39,3
1955	85,7	30,5	124,5	2,2	11,7	0,0	0,2	7,1	0,0	12,7	52,8	304,6
1956	166,4	94,4	35,9	24,2	3,7	0,3	39,2	0,1	2,3	2,9	105,8	295,9
1957	84,9	198,4	213,7	24,8	2,3	0,0	4,5	1,6	0,9	34,7	31,0	150,3
1958	227,8	126,8	108,0	5,4	0,0	3,0	5,6	1,5	66,2	68,8	35,8	304,9
1959	250,4	274,7	406,5	5,9	0,3	1,1	6,3	0,1	9,4	2,0	206,7	148,3
1960	253,9	110,7	147,1	28,3	1,2	2,0	2,0	0,5	0,0	31,9	50,2	284,6
1961	165,6	40,1	236,6	123,8	0,0	2,9	5,0	5,5	4,0	20,1	169,3	342,3
1962	63,3	83,7	175,1	68,9	13,8	0,3	0,7	3,8	0,9	52,7	215,5	238,9
1963	196,3	128,6	105,4	44,7	5,4	25,7	0,8	2,3	0,0	116,9	72,8	224,9
1964	145,8	253,0	126,7	3,6	0,3	12,7	23,2	2,0	1,4	22,8	109,9	305,8
1965	207,2	165,2	91,2	29,9	2,4	0,7	13,0	37,4	5,7	27,8	138,7	326,1
1966	89,6	118,5	135,0	0,9	37,0	11,3	1,6	28,2	11,0	6,6	85,4	265,5
1967	230,6	181,9	201,4	31,8	1,2	2,2	3,1	0,7	3,2	39,0	208,7	291,3
1968	84,2	182,0	100,4	42,6	6,3	8,1	6,9	0,0	11,7	0,1	145,3	202,6
1969	149,3	178,5	55,4	47,1	1,8	2,3	4,0	10,7	10,3	28,5	80,2	376,9
1970	228,5	80,4	99,7	21,4	1,3	2,4	3,7	2,4	0,7	7,1	249,5	85,9
1971	340,3	196,4	99,4	12,9	3,6	1,1	2,4	4,4	37,4	15,1	183,0	248,7
1972	189,2	319,6	115,7	32,0	13,6	4,9	8,8	4,5	11,9	48,8	106,6	115,8
1973	192,0	192,5	103,2	0,6	0,0	9,4	7,4	17,3	1,0	5,5	64,5	96,5
1974	147,0	126,9	104,2	97,8	27,1	29,2	2,0	3,4	12,5	46,4	85,7	364,3
1975	151,6	245,2	178,2	39,4	21,4	1,4	8,1	2,6	0,5	29,9	215,3	159,0
1976	186,5	229,8	35,1	13,2	15,8	3,4	4,1	7,3	3,9	57,9	104,7	401,5
1977	99,7	210,5	211,8	7,6	22,2	3,4	3,2	2,6	1,1	52,3	106,3	68,3
1978	155,5	130,0	42,1	53,1	2,4	7,4	22,3	1,1	33,5	30,8	76,1	113,3
1979	111,9	142,9	215,7	65,3	20,2	6,5	14,0	8,9	0,3	35,6	220,3	147,2
1980	164,9	113,0	128,1	39,1	0,3	0,2	5,1	0,4	5,1	63,4	21,4	110,4



Tableau 90. Ajustement des pluies mensuelles de la station de Fenoarivo-Atsinanana

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Normales (mm)	127,40	107,25	143,52	73,74	57,89	53,88	63,88	55,06	64,21	35,10	48,41	86,12

Tableau 91. Pluies moyennes mensuelles du site d'Antohaka

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	MOY ANNUL
1951	360,48	163,56	263,23	101,13	75,83	62,18	71,23	73,00	64,21	63,02	151,26	223,16	1672,27
1952	468,86	211,44	256,75	101,87	82,03	57,26	64,08	57,75	72,37	35,10	201,44	230,51	1839,46
1953	186,01	190,81	411,40	93,64	60,99	72,77	63,88	56,88	67,11	38,07	82,54	235,16	1559,24
1954	247,11	178,06	195,51	76,38	63,89	53,88	67,59	55,06	67,85	40,09	106,35	125,37	1277,13
1955	213,05	137,73	268,01	75,90	69,62	53,88	64,08	62,14	64,21	47,84	101,22	390,75	1548,45
1956	293,85	201,60	179,46	97,96	61,60	54,15	103,06	55,19	66,50	38,00	154,23	381,98	1687,58
1957	212,31	305,66	357,17	98,50	60,18	53,88	68,40	56,61	65,08	69,76	79,44	236,44	1663,44
1958	355,22	234,04	251,56	79,14	57,89	56,85	69,48	56,54	130,37	103,89	84,23	391,02	1870,21
1959	377,81	381,94	550,06	79,68	58,16	54,96	70,15	55,19	73,65	37,12	255,12	234,42	2228,26
1960	381,25	217,99	290,61	102,00	59,10	55,84	65,84	55,60	64,21	67,00	98,59	370,72	1828,74
1961	293,04	147,31	380,10	197,50	57,89	56,78	68,87	60,52	68,25	55,20	217,76	428,38	2031,60
1962	190,66	190,94	318,60	142,60	71,65	54,22	64,62	58,83	65,15	87,84	263,89	325,06	1834,06
1963	323,72	235,86	248,93	118,46	63,28	79,58	64,69	57,35	64,21	152,04	121,18	311,03	1840,34
1964	273,21	360,29	270,24	77,39	58,23	66,63	87,08	57,01	65,62	57,89	158,34	391,90	1923,83
1965	334,58	272,41	234,70	103,69	60,32	54,56	76,90	92,49	69,94	62,88	187,07	412,20	1961,73
1966	216,96	225,74	278,54	74,69	94,85	65,21	65,43	83,25	75,20	41,71	133,86	351,57	1707,00
1967	357,98	289,14	344,97	105,51	59,10	56,04	66,98	55,80	67,44	74,08	257,08	377,46	2111,59
1968	211,64	289,27	243,87	116,30	64,16	61,98	70,83	55,06	75,94	35,23	193,68	288,71	1706,67
1969	276,72	285,77	198,89	120,82	59,71	56,18	67,86	65,78	74,52	63,56	128,60	463,05	1861,45
1970	355,89	187,64	243,26	95,19	59,24	56,31	67,59	57,42	64,95	42,18	297,88	171,97	1699,52
1971	467,71	303,64	242,93	86,69	61,53	55,03	66,31	59,44	101,57	50,20	231,38	334,77	2061,21
1972	316,64	426,85	259,25	105,71	71,51	58,81	72,71	59,51	76,14	83,93	155,04	201,91	1888,02
1973	319,41	299,79	246,70	74,35	57,89	63,26	71,23	72,39	65,22	40,63	112,96	182,63	1606,45
1974	274,36	234,11	247,71	171,54	85,00	83,09	65,84	58,50	76,68	81,50	134,07	450,37	1962,74
1975	279,01	352,40	321,70	113,13	79,27	55,30	71,97	57,62	64,74	65,04	263,76	245,14	1969,08
1976	313,94	337,02	178,59	86,96	73,67	57,26	67,99	62,34	68,12	92,96	153,15	487,60	1979,60
1977	227,15	317,73	355,35	81,30	80,08	57,32	67,05	57,62	65,28	87,43	154,70	154,44	1705,45
1978	282,85	237,27	185,60	126,82	60,32	61,30	86,20	56,20	97,72	65,85	124,56	199,42	1584,13
1979	239,29	250,16	359,26	139,03	78,12	60,36	77,91	63,96	64,47	70,71	268,75	233,34	1905,35
1980	292,30	220,28	271,66	112,86	58,16	54,09	69,01	55,46	69,33	98,49	69,86	196,52	1568,01
MOY MENS	298,10	256,21	281,82	105,22	66,78	59,63	70,83	61,02	72,53	64,97	164,73	300,90	1802,75
SOMME MENS	8943,01	7686,44	8454,60	3156,73	2003,26	1788,97	2124,85	1830,48	2176,03	1949,24	4941,99	9027,01	54082,60



2.3. Ajustement de la série suivant la loi de Gauss

2.3.1. Calcul des paramètres

- Pluviométrie moyenne annuelle : $\bar{P} = \frac{\sum P_i}{N} = 1\,802,75 \text{ mm}$
- Ecart-type annuel : $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N-1}} = 112,15$

2.3.2. Classement et rangement des rapports suivant l'ordre décroissant

- *Nombre de classe* : $K = 1 + \frac{10}{3} \log N$

Avec $N=30$

$$K = 1 + \frac{10}{3} \log 30 = 6$$

- *Largeur d'une classe* : $\Delta = \frac{\text{valeur maximale de l'échantillon} - \text{valeur minimale de l'échantillon}}{K}$

$$\Delta = \frac{2228,3 - 1277,1}{6} = 161$$



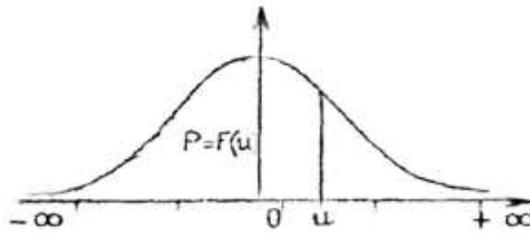
Tableau 92. Classement et rangement des rapports suivant l'ordre décroissant

Rang	Pluviométrie moyenne annuelle	Classe
1	2228,3	1 ^{ère} (>2067)
2	2111,6	
3	2061,21	2 ^{ème} (>1906)
4	2031,6	
5	1979,60	
6	1969,08	
7	1962,74	
8	1961,7	
9	1923,8	
10	1905,35	
11	1888,02	3 ^{ème} (>1745)
12	1870,2	
13	1861,45	
14	1840,3	
15	1839,5	
16	1834,1	
17	1828,7	
18	1707,0	4 ^{ème} (>1584)
19	1706,67	
20	1705,45	
21	1699,52	
22	1687,6	
23	1672,3	
24	1663,4	
25	1606,45	
26	1584,13	
27	1568,01	5 ^{ème} (>1423)
28	1559,2	
29	1548,4	
30	1277,1	6 ^{ème}

$$\text{Loi normale : } F(P) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \text{ où } u = \frac{P-\bar{P}}{\sigma}$$



✚ **Fonction de répartition de la loi normale réduite** (Probabilité de trouver une valeur inférieure à u)



u	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7290	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9779	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986

Table pour les grandes valeurs de u

u	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,8	4,0	4,5
F(u)	0,99865	0,99904	0,99931	0,99952	0,99966	0,99976	0,999841	0,999928	0,999968	0,999997

En utilisant la table de la loi normale, on a comme valeurs de $F(u)$:

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{-3,39} e^{-u} du = 1 - 0,99966 = 0,01$$

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-3,39}^{-1,95} e^{-u} du = 0,99966 - 0,9744 = 0,02526$$



$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-1,95}^{-0,51} e^{-u} du = 0,9744 - 0,6950 = 0,2794$$

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-0,51}^{0,92} e^{-u} du = 0,8212 - 0,6950 = 0,1262$$

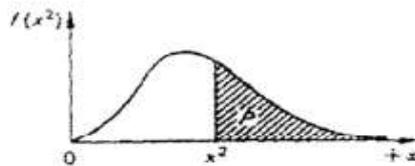
$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{0,92}^{2,36} e^{-u} du = 0,9909 - 0,8212 = 0,1697$$

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{2,36}^{+\infty} e^{-u} du = 1 - 0,9909 = 0,01$$

2.3.3. Test de Khi-deux

Tableau 93. Table de Khi-deux

(Valeurs de χ^2 ayant la probabilité P d'être dépassées)



$P \backslash n$	0,990	0,975	0,950	0,900	0,100	0,050	0,025	0,010	0,001
1	0,000 2	0,001 0	0,003 9	0,015 8	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70



Tableau 94. Test de validité de Khi-deux

Classes	Bornes	Nombre d'éléments	F(u)	$V_i = N F(u)$	$(n_i - V_i)^2 / V_i$
1]-∞;-3,39[1	0,0100	0,3	0,1633
2]-3,39;-1,95[3	0,0253	0,8	0,6634
3]-1,95;-0,51[9	0,2794	8,4	0,0046
4]-0,51;0,92[8	0,1262	3,8	0,4690
5]0,92;2,36 [7	0,1697	5,1	0,0716
6]2,36;+∞ [2	0,0100	0,3	0,9633
		30		18,6	2,3353

Test de Khi-deux pour une erreur de 5 %

Le nombre de classe est de quatre et le nombre de paramètres est de deux.

Le nombre de degré de liberté est de : $m = k - 1 - 1 = 6 - 2 - 1 = 3$

$P(3) = 7,81$ lue sur la table de Khi-deux

$$\text{Or } \sum \frac{(n_i - V_i)^2}{V_i} = 2,34 < 7,81$$

⇒ La loi normale est acceptable.

2.3.4. Détermination des pluies moyennes de différentes fréquences

$$P_T = u \sigma + \bar{P}_{\text{annuelle}}$$

Avec $\sigma = 112,15$ et $\bar{P}_{\text{annuelle}} = 1\,802,75$ mm

Les valeurs de u pour différentes fréquences sont

T [ans]	Année sèche						Année médiane	Année humide					
	5	10	20	25	50	100		5	10	20	25	50	100
u	-0,84	-1,28	-1,64	-1,75	-2,05	-2,33	0	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33



Les pluies moyennes de différentes fréquences sont:

- En année sèche

$$T = 5 \text{ ans} : P_T = -0,84 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,708,55 \text{ mm}$$

$$T = 10 \text{ ans} : P_T = -1,28 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,659,20 \text{ mm}$$

$$T = 20 \text{ ans} : P_T = -1,64 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,618,83 \text{ mm}$$

$$T = 25 \text{ ans} : P_T = -1,75 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,606,49 \text{ mm}$$

$$T = 50 \text{ ans} : P_T = -2,05 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,572,85 \text{ mm}$$

$$T = 100 \text{ ans} : P_T = -2,33 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,541,45 \text{ mm}$$

- En année médiane

$$T = 2 \text{ ans} : P_T = 0 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,802,75 \text{ mm}$$

- En année humide

$$T = 5 \text{ ans} : P_T = 0,84 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,896,96 \text{ mm}$$

$$T = 10 \text{ ans} : P_T = 1,28 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,946,30 \text{ mm}$$

$$T = 20 \text{ ans} : P_T = 1,64 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,986,68 \text{ mm}$$

$$T = 25 \text{ ans} : P_T = 1,75 \times 112,15 + 1\,802,75 = 1\,999,01 \text{ mm}$$

$$T = 50 \text{ ans} : P_T = 2,05 \times 112,15 + 1\,802,75 = 2\,032,66 \text{ mm}$$

$$T = 100 \text{ ans} : P_T = 2,33 \times 112,15 + 1\,802,75 = 2\,064,06 \text{ mm}$$

2.3.5. Répartition mensuelle des pluviométries de diverses fréquences

$$P_{Fj} = \frac{\% P_j * P_T}{100}$$

$$\text{Où : } \% P_j = \frac{\sum P_{\text{mensuelles du mois } j}}{P_{\text{annuelle}}} \times 100$$

Avec $P_{\text{annuelle}} = 54\,082,60 \text{ mm}$

- Pour le mois de janvier

$$\% P_j = \frac{8\,943,01}{54\,082,60} \times 100 = 16,54$$

En prenant comme exemple $T = 5 \text{ ans}$ en année sèche : $P_{5s} = \frac{16,54 \times 1\,708,55}{100} = 282,52 \text{ mm}$



- Pour le mois de février

$$\% P_j = \frac{7\,686,44}{54\,082,60} \times 100 = 14,21$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=10 \text{ ans en année sèche : } P_{10s} = \frac{14,21 \times 1\,659,2}{100} = 235,81 \text{ mm}$$

- Pour le mois de mars

$$\% P_j = \frac{8\,464,60}{54\,082,60} \times 100 = 15,63$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=20 \text{ ans en année sèche : } P_{20s} = \frac{15,63 \times 1\,618,83}{100} = 253,07 \text{ mm}$$

- Pour le mois d'avril

$$\% P_j = \frac{3\,156,73}{54\,082,60} \times 100 = 5,83$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=25 \text{ ans en année sèche : } P_{25s} = \frac{5,83 \times 1\,606,49}{100} = 93,77 \text{ mm}$$

- Pour le mois de mai

$$\% P_j = \frac{2\,003,26}{54\,082,60} \times 100 = 3,70$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=50 \text{ ans en année sèche : } P_{50s} = \frac{3,70 \times 1\,572,85}{100} = 58,26 \text{ mm}$$

- Pour le mois de juin

$$\% P_j = \frac{1\,788,97}{54\,082,60} \times 100 = 3,31$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=100 \text{ ans en année sèche : } P_{100s} = \frac{3,31 \times 1\,541,45}{100} = 50,99 \text{ mm}$$

- Pour le mois de juillet

$$\% P_j = \frac{2\,124,85}{54\,082,60} \times 100 = 3,93$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=5 \text{ ans en année humide : } P_{5h} = \frac{3,93 \times 1\,896,96}{100} = 74,53 \text{ mm}$$



- Pour le mois d'août

$$\% P_j = \frac{1\ 830,48}{54\ 082,60} \times 100 = 3,38$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=10 \text{ ans en année humide : } P_{10h} = \frac{3,38 \times 1\ 946,30}{100} = 65,87 \text{ mm}$$

- Pour le mois de septembre

$$\% P_j = \frac{2\ 176,03}{54\ 082,60} \times 100 = 4,02$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=20 \text{ ans en année humide : } P_{20h} = \frac{4,02 \times 1\ 986,68}{100} = 79,93 \text{ mm}$$

- Pour le mois d'octobre

$$\% P_j = \frac{1\ 949,24}{54\ 082,60} \times 100 = 3,60$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=25 \text{ ans en année humide : } P_{25h} = \frac{3,60 \times 1\ 999,01}{100} = 72,05 \text{ mm}$$

- Pour le mois de novembre

$$\% P_j = \frac{4\ 941,99}{54\ 082,60} \times 100 = 9,14$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=50 \text{ ans en année humide : } P_{50h} = \frac{9,14 \times 2\ 032,66}{100} = 185,7 \text{ mm}$$

- Pour le mois de décembre

$$\% P_j = \frac{9\ 027,01}{54\ 082,60} \times 100 = 16,69$$

$$\text{En prenant comme exemple } T=100 \text{ ans en année humide : } P_{100h} = \frac{16,69 \times 2\ 064,06}{100} = 344,5 \text{ mm}$$

Pluies maximales journalières**3. Données maximales journalières des deux stations pluviométriques utilisées***Tableau 95. Pluies maximales journalières de la station d'Imerimandroso**Centre*

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
1951	50,6	19,6	32,1	13,9	21,1	8,6	8,5	12,9	0	19,3	23,4	64,2
1952	67,8	42	32,9	36,7	11	2,5	0,2	1,9	6,2	0	43,1	41,7
1953	13,3	58,4	74,5	14,1	3,2	28	0	1	3,4	2,4	11,8	34
1954	57	26	11,3	1,3	6,8	0	5,5	0	5,4	7,4	13,7	10,2
1955	30,3	10,3	28,8	3,2	17,4	0	0,2	6,1	0	18,9	39,3	74,9
1956	44,6	30,9	38,2	19	1,9	0,2	23,3	0,2	3,1	4,3	41,3	126,6
1957	60,9	60,9	32,5	23,4	3,1	0	3,9	1,5	0,8	25,4	17,6	33,7
1958	65,6	35,7	50	8	0	2,7	2,3	0,7	30,9	38,6	19,8	68,8
1959	102,7	55,7	76,3	8,8	0,2	0,5	2,2	0,2	13,3	2,4	45,5	62,1
1960	86,3	47,6	40,4	23,6	0,6	1,6	2,4	0,3	0	45,8	30,7	92,7
1961	52,9	37,9	75,4	56,3	0	3,5	1,3	1,7	3,2	19,4	47,3	86
1962	25,7	32,4	75,7	50,1	17,7	0,3	0,3	2,3	0,5	36,7	60,1	93,2
1963	50,9	37,6	40,4	27,1	4,8	32,3	0,4	1,3	0,4	65,6	20,1	61,8
1964	52,5	102,8	65,9	4,8	0,5	6	19,8	0,8	0,7	24,3	69,6	46
1965	48,1	55,4	33,8	39,8	3,3	0,7	14,2	27,3	4,9	27,8	46	57,3
1966	41,9	34,8	43,3	0,9	24,4	13,6	1,5	24,8	6,9	6	54,1	89,5
1967	61,9	89,4	76,6	31,3	0,7	2,3	2,4	0,4	4,8	33,3	41,5	68,7
1968	27,1	84,5	57,3	19,3	4,5	8,2	2,7	0	14	0,2	38,8	56,8
1969	79,3	56,9	42,7	27,2	1,2	1,9	2	10,2	14,1	15,1	29,7	81,9
1970	40	24,3	36,1	6,5	0,8	0,7	3,8	1,1	1	10,4	63,1	36,3
1971	73,3	55	86,5	7,9	2,5	0,6	1,3	2,3	50	17,4	71,3	61,8
1972	62,3	77,1	32	14,1	13,4	4	3	3,2	16,6	32,9	80,2	33,2
1973	78,1	61,4	43,8	0,9	0	11,6	4,8	22,6	1,3	5,4	26	31,6
1974	62,8	43,5	53,7	28,3	15,8	13,3	1,4	4,1	11	21	49,1	72,6
1975	54,7	70,9	114,8	27,1	22,8	0,4	7,7	0,7	0,4	22,1	68,1	41
1976	48,9	80	18,5	7,9	14,9	1,6	1,4	3,6	4,9	27,3	48,2	78,4
1977	34,2	47,3	90,3	7,4	13,1	1,7	1,9	1,1	1	33,4	70,3	45,8
1978	55,5	44,4	15,6	25,3	3,1	6,5	20,2	0,8	41,5	17	34,1	39,7
1979	49,7	44	93,6	84,8	13,5	8,2	7,5	5,6	0,4	12,9	75,3	27,3
1980	65,7	62,4	32,4	23,3	0,3	0,2	2,4	0,2	6,8	22,9	13,4	38,9

Source : Service Météorologique Ampandrianomby



*Tableau 96. Pluies maximales journalières de la station de Fenoarivo-
Atsinanana*

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Max de 24h	425,7	545,0	54,7	333,4	257,6	167,1	161,9	126,2	235,4	249,7	261,6	416,7
Nb de jours	19,7	15,9	19	16,1	14,9	17,9	20,2	21,1	15,1	14,5	14,3	16,7

Source : Service Météorologique Ampandrianomby

4. Ajustement des données maximales journalières

4.1. Calcul des coefficients d'éloignement

$$\alpha_1 = 0,67$$

$$\alpha_2 = 0,33$$

**4.2. Résultat des ajustements**

*Tableau 97. Ajustement des pluies maximales journalières de la station
d'Imerimandroso Centre*

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
1951	34,13	13,22	21,65	9,37	14,23	5,80	5,73	8,70	0,00	13,02	15,78	43,30
1952	45,73	28,33	22,19	24,75	7,42	1,69	0,13	1,28	4,18	0,00	29,07	28,12
1953	8,97	39,39	50,24	9,51	2,16	18,88	0,00	0,67	2,29	1,62	7,96	22,93
1954	38,44	17,53	7,62	0,88	4,59	0,00	3,71	0,00	3,64	4,99	9,24	6,88
1955	20,43	6,95	19,42	2,16	11,73	0,00	0,13	4,11	0,00	12,75	26,50	50,51
1956	30,08	20,84	25,76	12,81	1,28	0,13	15,71	0,13	2,09	2,90	27,85	85,38
1957	41,07	41,07	21,92	15,78	2,09	0,00	2,63	1,01	0,54	17,13	11,87	22,73
1958	44,24	24,08	33,72	5,40	0,00	1,82	1,55	0,47	20,84	26,03	13,35	46,40
1959	69,26	37,56	51,46	5,93	0,13	0,34	1,48	0,13	8,97	1,62	30,69	41,88
1960	58,20	32,10	27,25	15,92	0,40	1,08	1,62	0,20	0,00	30,89	20,70	62,52
1961	35,68	25,56	50,85	37,97	0,00	2,36	0,88	1,15	2,16	13,08	31,90	58,00
1962	17,33	21,85	51,05	33,79	11,94	0,20	0,20	1,55	0,34	24,75	40,53	62,86
1963	34,33	25,36	27,25	18,28	3,24	21,78	0,27	0,88	0,27	44,24	13,56	41,68
1964	35,41	69,33	44,44	3,24	0,34	4,05	13,35	0,54	0,47	16,39	46,94	31,02
1965	32,44	37,36	22,80	26,84	2,23	0,47	9,58	18,41	3,30	18,75	31,02	38,64
1966	28,26	23,47	29,20	0,61	16,46	9,17	1,01	16,73	4,65	4,05	36,49	60,36
1967	41,75	60,29	51,66	21,11	0,47	1,55	1,62	0,27	3,24	22,46	27,99	46,33
1968	18,28	56,99	38,64	13,02	3,03	5,53	1,82	0,00	9,44	0,13	26,17	38,31
1969	53,48	38,37	28,80	18,34	0,81	1,28	1,35	6,88	9,51	10,18	20,03	55,23
1970	26,98	16,39	24,35	4,38	0,54	0,47	2,56	0,74	0,67	7,01	42,56	24,48
1971	49,43	37,09	58,34	5,33	1,69	0,40	0,88	1,55	33,72	11,73	48,09	41,68
1972	42,02	52,00	21,58	9,51	9,04	2,70	2,02	2,16	11,20	22,19	54,09	22,39
1973	52,67	41,41	29,54	0,61	0,00	7,82	3,24	15,24	0,88	3,64	17,53	21,31
1974	42,35	29,34	36,22	19,09	10,66	8,97	0,94	2,77	7,42	14,16	33,11	48,96
1975	36,89	47,82	77,42	18,28	15,38	0,27	5,19	0,47	0,27	14,90	45,93	27,65
1976	32,98	53,95	12,48	5,33	10,05	1,08	0,94	2,43	3,30	18,41	32,51	52,87
1977	23,07	31,90	60,90	4,99	8,83	1,15	1,28	0,74	0,67	22,53	47,41	30,89
1978	37,43	29,94	10,52	17,06	2,09	4,38	13,62	0,54	27,99	11,47	23,00	26,77
1979	33,52	29,67	63,13	57,19	9,10	5,53	5,06	3,78	0,27	8,70	50,78	18,41
1980	44,31	42,08	21,85	15,71	0,20	0,13	1,62	0,13	4,59	15,44	9,04	26,23



Tableau 98. Ajustement des pluies maximales journalières de la station de Fenoarivo-Atsinanana

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Max de 24h	138,6	177,5	17,8	108,5	83,9	54,4	52,7	41,1	76,7	81,3	85,2	135,7

Tableau 99. Pluies maximales journalières du site d'Antohaka

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	MAX ANNUL
1951	172,71	190,67	39,44	117,91	98,09	60,20	58,45	49,79	76,65	94,32	100,96	178,98	190,67
1952	184,31	205,78	39,98	133,29	91,28	56,09	52,85	42,37	80,83	81,30	114,24	163,81	205,78
1953	147,56	216,84	68,04	118,04	86,02	73,29	52,71	41,76	78,95	82,92	93,13	158,61	216,84
1954	177,03	194,99	25,42	109,41	88,45	54,40	56,42	41,09	80,29	86,29	94,42	142,56	194,99
1955	159,02	184,40	37,22	110,69	95,60	54,40	52,85	45,20	76,65	94,05	111,68	186,20	186,20
1956	168,67	198,29	43,56	121,35	85,14	54,54	68,43	41,22	78,74	84,20	113,03	221,06	221,06
1957	179,66	218,53	39,71	124,32	85,95	54,40	55,34	42,10	77,19	98,43	97,05	158,41	218,53
1958	182,83	201,53	51,52	113,93	83,86	56,22	54,27	41,56	97,49	107,33	98,53	182,08	201,53
1959	207,85	215,02	69,25	114,47	84,00	54,74	54,20	41,22	85,62	82,92	115,86	177,56	215,02
1960	196,79	209,56	45,04	124,45	84,27	55,48	54,33	41,29	76,65	112,19	105,88	198,20	209,56
1961	174,26	203,01	68,65	146,50	83,86	56,76	53,59	42,24	78,81	94,39	117,08	193,68	203,01
1962	155,92	199,30	68,85	142,32	95,80	54,61	52,92	42,64	76,99	106,05	125,71	198,54	199,30
1963	172,92	202,81	45,04	126,81	87,10	76,19	52,98	41,97	76,92	125,54	98,73	177,36	202,81
1964	173,99	246,78	62,24	111,77	84,20	58,45	66,07	41,63	77,12	97,69	132,11	166,71	246,78
1965	171,03	214,82	40,59	135,38	86,09	54,88	62,29	59,50	79,96	100,05	116,20	174,33	214,82
1966	166,85	200,92	47,00	109,14	100,32	63,58	53,73	57,82	81,31	85,35	121,66	196,04	200,92
1967	180,33	237,75	69,46	129,64	84,33	55,95	54,33	41,36	79,89	103,76	113,16	182,02	237,75
1968	156,86	234,44	56,44	121,55	86,90	59,93	54,53	41,09	86,09	81,44	111,34	173,99	234,44
1969	192,07	215,83	46,59	126,88	84,67	55,68	54,06	47,97	86,16	91,49	105,21	190,92	215,83
1970	165,56	193,84	42,14	112,92	84,40	54,88	55,28	41,83	77,33	88,32	127,73	160,16	193,84
1971	188,02	214,55	76,13	113,86	85,55	54,81	53,59	42,64	110,37	93,04	133,26	177,36	214,55
1972	180,60	229,45	39,38	118,04	92,90	57,10	54,74	43,25	87,85	103,49	139,26	158,07	229,45
1973	191,26	218,86	47,34	109,14	83,86	62,23	55,95	56,33	77,53	84,94	102,71	156,99	218,86
1974	180,94	206,79	54,01	127,62	94,52	63,37	53,66	43,86	84,07	95,46	118,29	184,65	206,79
1975	175,48	225,27	95,22	126,81	99,24	54,67	57,91	41,56	76,92	96,21	131,10	163,33	225,27
1976	171,57	231,41	30,27	113,86	93,91	55,48	53,66	43,52	79,96	99,71	117,68	188,56	231,41
1977	161,65	209,35	78,70	113,53	92,70	55,55	54,00	41,83	77,33	103,83	132,59	166,57	209,35
1978	176,02	207,40	28,32	125,60	85,95	58,79	66,34	41,63	104,64	92,77	108,17	162,46	207,40
1979	172,11	207,13	80,92	165,73	92,97	59,93	57,77	44,87	76,92	90,00	135,96	154,09	207,13
1980	182,90	219,54	39,65	124,25	84,06	54,54	54,33	41,22	81,24	96,75	94,21	161,92	219,54

4.3. Ajustement de la série suivant la loi de Gumbel



4.3.1. Calcul des paramètres

- Pluviométrie moyenne maximale journalière: $\bar{P} = \frac{\sum P_i}{N} = 212,65 \text{ mm}$
- Ecart-type: $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N-1}} = 14,30$
- Gradex : $a_G = 0,780 \sigma = 0,78 \times 14,30 = 11,16$
- Alpha : $\alpha = \frac{1}{a_G} = \frac{1}{11,16} = 0,09$
- Variable de position : $P_0 = \bar{P} - 0,45\sigma = 212,65 - (0,45 \times 14,30) = 206,21 \text{ mm}$

4.3.2. Classement et rangement des rapports suivant l'ordre décroissant

- *Nombre de classes* : $K = 1 + \frac{10}{3} \log N$

Avec $N=30$

$$K = 1 + \frac{10}{3} \log 30 = 5$$

- *Largeur d'une classe* : $\Delta = \frac{\text{valeur maximale de l'échantillon} - \text{valeur minimale de l'échantillon}}{K}$

$$\Delta = \frac{286,78 - 186,20}{5} = 12,12$$



Tableau 100. Classement et rangement des rapports suivant l'ordre décroissant

Rang	Pluie maximale annuelle [mm]	Classe
1	246,78	1 ^{ère} (>234,66)
2	237,75	
3	234,44	
4	231,41	2 ^{ème} (>222,64)
5	229,45	
6	225,27	
7	221,06	
8	219,54	3 ^{ème} (>210,42)
9	218,86	
10	218,53	
11	216,84	
12	215,83	
13	215,02	
14	214,82	
15	214,55	
16	209,56	4 ^{ème} (>198,3)
17	209,35	
18	207,40	
19	207,13	
20	206,79	
21	205,78	
22	203,01	
23	202,81	
24	201,53	
25	200,92	
26	199,30	5 ^{ème}
27	194,99	
28	193,84	
29	190,67	
30	186,20	

Loi de Gumbel: $F(P) = e^{-e^{-u}}$ où $u = \alpha (P - P_0)$

**Tableau 101. Fonction de répartition de la loi de Gumbel**

P	$\alpha (P - P_0)$	$X = \text{EXP} [-\alpha (P-P_0)]$	$\text{EXP} (-X)$
234,66	2,55	0,08	0,9
222,64	1,47	0,23	0,8
210,42	0,38	0,69	0,5
198,3	-0,71	2,03	0,1

4.3.3. Test de khi-deux**Tableau 102. Test de validité de Khi-deux**

Classes	P	F(P)	$\alpha = F(P_i) - F(P_{i-1})$	n_i	$V_i = N \alpha$	$(n_i - V_i)^2 / V_i$
	∞	1				
1						
	234,66	0,9	0,1	3	2,25	0,25
2						
	222,64	0,8	0,1	3	3,89	0,21
3						
	210,42	0,5	0,3	9	8,74	0,01
4						
	198,3	0,1	0,4	11	11,18	0,00
5						
	0	0	0,1	4	3,93	0,00
				30	30	3,4

Test de Khi-deux pour une erreur de 5 %

Le nombre de classe est de quatre et le nombre de paramètres est de deux.

Le nombre de degré de liberté est de : $m = k - t - 1 = 5 - 2 - 1 = 2$

$P(2) = 5,99$ lue sur la table de Khi-deux

$$\text{Or } \sum \frac{(n_i - V_i)^2}{V_i} = 3,4 < 5,99$$

⇒ La loi de Gumbel est acceptable



4.3.4. Détermination des pluies maximales journalières de différentes fréquences

$$P_F = \frac{-\text{LN} [-\text{LN}(F)]}{\alpha} + P_0 = \frac{u}{\alpha} + P_0$$

Avec $P_0 = 206,21$ mm

Les valeurs de u et des pluies maximales journalières pour différentes fréquences sont :

- Pour $T = 5$ ans

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{5} = 0,2$$

$$F = 1 - \frac{1}{T} = 1 - P = 1 - 0,2 = 0,8$$

$$u = -\text{Log} (-\text{Log} F) = -\text{Log} (-\text{Log} 0,8) = 1,5$$

$$P(24, F) = \frac{u}{\alpha} + P_0 = \frac{1,5}{0,09} + 206,21 = 222,946 \text{ mm}$$

- Pour $T = 10$ ans

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{10} = 0,1$$

$$F = 1 - \frac{1}{T} = 1 - P = 1 - 0,1 = 0,9$$

$$u = -\text{Log} (-\text{Log} F) = -\text{Log} (-\text{Log} 0,9) = 2,25$$

$$P(24, F) = \frac{u}{\alpha} + P_0 = \frac{2,25}{0,09} + 206,21 = 231,318 \text{ mm}$$

- Pour $T = 20$ ans

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{20} = 0,05$$

$$F = 1 - \frac{1}{T} = 1 - P = 1 - 0,05 = 0,95$$

$$u = -\text{Log} (-\text{Log} F) = -\text{Log} (-\text{Log} 0,95) = 2,97$$

$$P(24, F) = \frac{u}{\alpha} + P_0 = \frac{2,97}{0,09} + 206,21 = 239,349 \text{ mm}$$



- Pour $T = 25$ ans

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{25} = 0,04$$

$$F = 1 - \frac{1}{T} = 1 - P = 1 - 0,04 = 0,96$$

$$u = -\text{Log} (-\text{Log} F) = -\text{Log} (-\text{Log} 0,96) = 3,199$$

$$P(24, F) = \frac{u}{\alpha} + P_0 = \frac{3,199}{0,09} + 206,21 = 241,897 \text{ mm}$$

- Pour $T = 50$ ans

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{50} = 0,02$$

$$F = 1 - \frac{1}{T} = 1 - P = 1 - 0,02 = 0,98$$

$$u = -\text{Log} (-\text{Log} F) = -\text{Log} (-\text{Log} 0,98) = 3,902$$

$$P(24, F) = \frac{u}{\alpha} + P_0 = \frac{3,902}{0,09} + 206,21 = 249,745 \text{ mm}$$

- Pour $T = 100$ ans

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{100} = 0,01$$

$$F = 1 - \frac{1}{T} = 1 - P = 1 - 0,01 = 0,99$$

$$u = -\text{Log} (-\text{Log} F) = -\text{Log} (-\text{Log} 0,99) = 4,6$$

$$P(24, F) = \frac{u}{\alpha} + P_0 = \frac{1,54,6}{0,09} + 206,21 = 257,535 \text{ mm}$$

ETUDE HYDROLOGIQUE PROPREMENT DITE

5. Calcul de bassin versant

5.1. Coefficient de Gravelius

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

Avec $P = 33,62$ km et $S = 51,04$ km²

$$K_G = 0,28 \frac{33,62}{\sqrt{51,04}} = 1,32$$



5.2. Rectangle équivalent

5.2.1. Longueur du rectangle équivalent

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

$$L = 1,32 \frac{\sqrt{51,04}}{1,12} \left(1 + \sqrt{\left(1 - \left(\frac{1,12}{1,32}\right)^2\right)}\right) = 12,83 \text{ km}$$

5.2.2. Largeur du rectangle équivalent

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

$$l = 1,32 \frac{\sqrt{51,04}}{1,12} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \left(\frac{1,12}{1,32}\right)^2\right)}\right) = 3,98 \text{ km}$$

5.3. Altitude moyenne

$$Z_{\text{moy}} = \sum \frac{A_i Z_i}{A}$$

$$Z_{\text{moy}} = - = 350 \text{ m}$$

5.4. Pente moyenne du bassin versant

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

$$\text{Avec } D = 0,95 (Z_5 - Z_{95}) = 0,95 (500 - 25) = 451,25 \text{ m}$$

$$I = \frac{451,25}{12,83} = 35,2 \text{ m/km}$$

5.5. Indice de pente

$$I_P = \sqrt{\frac{I}{1250}}$$

$$I_P = \sqrt{\frac{35,2}{1250}} = 0,17$$

**5.6. Temps de concentration****5.6.1. Formule de Turazzi-Passini**

$$T_C = 0,108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}}$$

$$T_C = 0,108 \frac{\sqrt[3]{51,04 \times 12,34}}{\sqrt{35,2}} = 0,16 \text{ h}$$

5.6.2. Formule de Ventura

$$T_C = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

$$T_C = 0,1272 \sqrt{\frac{51,04}{35,2}} = 0,15 \text{ h}$$

5.6.3. Formule du BCOEM

$$T_C = 0,0663 \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0,77}$$

$$T_C = 0,0663 \left(\frac{12,34}{\sqrt{35,2}}\right)^{0,77} = 0,12 \text{ h}$$

6. Estimation des apports**6.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle**

 *Formule de Thornthwaite*

$$ETP_c = \lambda * ETP_{nc}$$

$$\text{Où } ETP_{nc} = C T^a = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a$$

6.1.1. Données de température

Tableau 103. Valeurs normales des températures à Mananara Avaratra de 1951 à 1980

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
T	26,1	26,3	25,7	25	23,5	21,8	21	21	21,5	22,8	24,6	25,9



6.1.2. Calcul de l'indice thermique mensuel

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

- Pour le mois de janvier : $i = \left(\frac{26,1}{5}\right)^{1,514} = 12,205$
- Pour le mois de février : $i = \left(\frac{26,3}{5}\right)^{1,514} = 12,347$
- Pour le mois de mars : $i = \left(\frac{25,7}{5}\right)^{1,514} = 11,923$
- Pour le mois d'avril : $i = \left(\frac{25}{5}\right)^{1,514} = 11,435$
- Pour le mois de mai : $i = \left(\frac{23,5}{5}\right)^{1,514} = 10,413$
- Pour le mois de juin : $i = \left(\frac{21,8}{5}\right)^{1,514} = 9,294$
- Pour le mois de juillet : $i = \left(\frac{21}{5}\right)^{1,514} = 8,782$
- Pour le mois d'août : $i = \left(\frac{21}{5}\right)^{1,514} = 8,782$
- Pour le mois de septembre : $i = \left(\frac{21,5}{5}\right)^{1,514} = 9,101$
- Pour le mois d'octobre : $i = \left(\frac{22,8}{5}\right)^{1,514} = 9,947$
- Pour le mois de novembre: $i = \left(\frac{24,6}{5}\right)^{1,514} = 11,159$
- Pour le mois de décembre: $i = \left(\frac{25,9}{5}\right)^{1,514} = 12,064$

6.1.3. Calcul de l'indice thermique annuel

$$I = \sum_{m=1}^{12} i_m$$

$$I = 12,205 + 12,347 + 11,923 + 11,435 + 10,413 + 9,294 + 8,782 + 9,101 + 9,947 + 11,159 + 12,064 = 127,452$$

6.1.4. Calcul de a

$$a = \frac{1,6}{100} I + 0,5$$

$$a = \frac{1,6}{100} \times 127,452 + 0,5 = 2,539$$



6.1.5. Données du facteur de correction régional

Tableau 104. Valeurs de lambda

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
λ	1,09	1,15	1,14	1	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95	0,99	1	1,08

6.1.6. Calcul de l'évapotranspiration potentielle

- Pour le mois de janvier

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{26,1}{127,452}\right)^{2,539} = 0,965$$

$$ETP_c = 1,09 \times 0,965 = 1,051$$

- Pour le mois de février

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{26,3}{127,452}\right)^{2,539} = 0,937$$

$$ETP_c = 1,15 \times 0,937 = 1,109$$

- Pour le mois de mars

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{25,7}{127,452}\right)^{2,539} = 1,024$$

$$ETP_c = 1,14 \times 1,024 = 1,100$$

- Pour le mois d'avril

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{25}{127,452}\right)^{2,539} = 1,138$$

$$ETP_c = 1 \times 1,138 = 0,965$$

- Pour le mois de mai

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{23,5}{127,452}\right)^{2,539} = 1,444$$

$$ETP_c = 1,05 \times 1,444 = 1,013$$

- Pour le mois de juin

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{21,8}{127,452}\right)^{2,539} = 1,927$$



$$ETP_c = 0,97 \times 1,927 = 0,936$$

- Pour le mois de juillet

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{21}{127,452}\right)^{2,539} = 2,225$$

$$ETP_c = 0,96 \times 2,225 = 0,926$$

- Pour le mois d'août

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{21}{127,452}\right)^{2,539} = 2,225$$

$$ETP_c = 0,91 \times 2,225 = 0,878$$

- Pour le mois de septembre

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{21,5}{127,452}\right)^{2,539} = 2,033$$

$$ETP_c = 0,95 \times 2,033 = 0,916$$

- Pour le mois d'octobre

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{22,8}{127,452}\right)^{2,539} = 1,622$$

$$ETP_c = 0,99 \times 1,622 = 0,955$$

- Pour le mois de novembre

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{24,6}{127,452}\right)^{2,539} = 1,211$$

$$ETP_c = 1 \times 1,211 = 0,965$$

- Pour le mois de décembre

$$ETP_{nc} = 1,6 \left(10 \frac{T}{I}\right)^a = 1,6 \times \left(10 \times \frac{25,9}{127,452}\right)^{2,539} = 0,994$$

$$ETP_c = 1,08 \times 0,994 = 1,042$$



6.2. Calcul des apports

Les méthodes utilisées pour l'estimation des apports sont :

- Méthode de CTGREF
- Méthode station de référence

6.2.1. Méthode CTGREF

$$Q_T = \frac{S_{BV}}{31,5} \left(\frac{P_T}{B}\right)^{5/3} \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$$

Tableau 105. Valeurs du coefficient régional B

Rivière	B
Ikopa à Bevomanga	49
Ikopa au Bac de Fiadanana	51
Andromba à Tsinjony	50
Tafaina	47
Ikopa à Antsatrana	47
Betsiboka à Ambodiroka	46
Mangoro à Mangoro	47
Mania à Fasimena	45
Vohitra à Rogez	42
Namorona à Vohiparara	63
Mananantanana	50
Zomanadao à Ankaramena	49
Ihosy à Ihosy	47
Mahatsiatra à Malakialina	46
Mangoky à Banian	49
Mandrare à Amboasary	47
Mananara à Bevia	54
Sambirano à Ambanja	36
Petits bassins ANKABOKA	35

Source : Les ouvrages et supports de cours[6]



Avec :

$$S_{BV} = 51,04 \text{ km}^2$$

$$Z_m = 350 \text{ m}$$

- En année sèche

$$T = 5 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,708,55}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 885,22 \text{ mm}$$

$$T = 10 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,659,20}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 843,02 \text{ mm}$$

$$T = 20 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,618,83}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 809,11 \text{ mm}$$

$$T = 25 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,609,49}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 798,46 \text{ mm}$$

$$T = 50 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,572,85}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 771,17 \text{ mm}$$

$$T = 100 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,541,40}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 745,68 \text{ mm}$$

- En année médiane

$$T = 2 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,802,75}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 968,05 \text{ mm}$$

- En année humide

$$T = 5 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,896,96}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 1\,053,83 \text{ mm}$$

$$T = 10 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,946,30}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 1\,099,91 \text{ mm}$$

$$T = 20 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,986,68}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 1\,138,20 \text{ mm}$$

$$T = 25 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{1\,999,01}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 1\,150,00 \text{ mm}$$

$$T = 50 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{2\,032,66}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 1\,182,44 \text{ mm}$$

$$T = 100 \text{ ans} : Q_T = \frac{51,04}{31,5} \left(\frac{2\,064,06}{50} \right)^{5/3} \left(\frac{350}{100} \right)^{1/3} = 1\,213,04 \text{ mm}$$

**6.2.2. Méthode de station de référence**

$$Q_{BV} = q_R S_{BV}$$

Avec $S_{BV} = 51,04 \text{ km}^2$ et la station de référence est la station de Maningory.

Tableau 106. Débit spécifique de fréquence F

Tableau 5.4.
Maningory à Andromba
DCE et Q_{min} . (en m^3/s)

Récurrence	Années sèches				Médiane	Années humides			
	50	20	10	5	2	5	10	20	50
DCE	2.83	5.05	7.12	9.78	15.4	21.6	25.2	28.4	32.1
Q_{min} . (m^3/s)	1.47	3.99	5.96	8.62	14.2	18.4	24.0	27.2	30.9
q ($\text{l/s}/\text{km}^2$)	.21	.58	.87	1.26	2.07	2.7	3.5	4.0	4.5

- En année sèche

Pour T = 5 ans : $Q = 1,26 \times 51,04 = 64,31 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour T = 10 ans : $Q = 0,87 \times 51,04 = 44,40 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour T = 20 ans : $Q = 0,58 \times 51,04 = 29,60 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour T = 50 ans : $Q = 0,21 \times 51,04 = 10,72 \text{ m}^3/\text{s}$

- En année médiane

T = 2 ans : $Q = 2,07 \times 51,04 = 105,65 \text{ m}^3/\text{s}$

- En année humide

Pour T = 5 ans : $Q = 2,7 \times 51,04 = 137,81 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour T = 10 ans : $Q = 3,5 \times 51,04 = 178,64 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour T = 20 ans : $Q = 4 \times 51,04 = 204,16 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour T = 50 ans : $Q = 4,5 \times 51,04 = 229,68 \text{ m}^3/\text{s}$

6.2.3. Synthèse des deux méthodes

$$Q_a = C \frac{Q_{\text{CTGREF}} + Q_{\text{station de référence}}}{2}$$

Avec $C = 0,8$



- En année sèche

$$\text{Pour } T = 5 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{885,22 + 64,31}{2} = 379,81 \text{ L/s}$$

$$\text{Pour } T = 10 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{843,02 + 44,40}{2} = 354,97 \text{ L/s}$$

$$\text{Pour } T = 20 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{809,11 + 29,60}{2} = 335,49 \text{ L/s}$$

$$\text{Pour } T = 50 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{771,117 + 10,72}{2} = 312,76 \text{ L/s}$$

- En année médiane

$$T = 2 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{968,05 + 105,65}{2} = 429,483 \text{ L/s}$$

- En année humide

$$\text{Pour } T = 5 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{1\,053,83 + 137,81}{2} = 476,654 \text{ L/s}$$

$$\text{Pour } T = 10 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{1\,099,91 + 178,64}{2} = 511,42 \text{ L/s}$$

$$\text{Pour } T = 20 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{1\,138,20 + 204,16}{2} = 536,943 \text{ L/s}$$

$$\text{Pour } T = 50 \text{ ans : } Q_a = 0,8 \frac{1\,182,44 + 229,68}{2} = 564,849 \text{ L/s}$$

6.2.4. Répartition mensuelle des apports

$$Q_m = \frac{12 R_j Q_a}{100}$$

Avec $R_j = R_3$

- Pour le mois de janvier

$$\text{Prenons comme exemple } T = 5 \text{ ans en année sèche : } Q_m = \frac{12 \times 13,4 \times 379,81}{100} = 610,74 \text{ L/s}$$

- Pour le mois de février

$$\text{Prenons comme exemple } T = 10 \text{ ans en année sèche : } Q_m = \frac{12 \times 14,8 \times 354,97}{100} = 630,43 \text{ L/s}$$



- Pour le mois de mars

Prenons comme exemple $T = 20$ ans en année sèche : $Q_m = \frac{12 \times 15,8 \times 335,49}{100} = 636,08 \text{ L/s}$

- Pour le mois d'avril

Prenons comme exemple $T = 50$ ans en année sèche: $Q_m = \frac{12 \times 9,9 \times 312,76}{100} = 371,55 \text{ L/s}$

- Pour le mois de mai

Prenons comme exemple $T = 2$ ans (année médiane): $Q_m = \frac{12 \times 6,9 \times 429,483}{100} = 355,61 \text{ L/s}$

- Pour le mois de juin

Prenons comme exemple $T = 5$ ans en année humide : $Q_m = \frac{12 \times 5,7 \times 476,654}{100} = 326,03 \text{ L/s}$

- Pour le mois de juillet

Prenons comme exemple $T = 10$ ans en année humide : $Q_m = \frac{12 \times 5,8 \times 511,42}{100} = 355,95 \text{ L/s}$

- Pour le mois d'août

Prenons comme exemple $T = 20$ ans en année humide : $Q_m = \frac{12 \times 6 \times 536,943}{100} = 386,6 \text{ L/s}$

- Pour le mois de septembre

Prenons comme exemple $T = 50$ ans en année humide : $Q_m = \frac{12 \times 4,4 \times 564,85}{100} = 298,24 \text{ L/s}$

- Pour le mois d'octobre

Prenons comme exemple $T = 5$ ans en année sèche : $Q_m = \frac{12 \times 3,6 \times 379,81}{100} = 164,08 \text{ L/s}$

- Pour le mois de novembre

Prenons comme exemple $T = 10$ ans en année sèche : $Q_m = \frac{12 \times 4,5 \times 354,97}{100} = 191,68 \text{ L/s}$

- Pour le mois de décembre

Prenons comme exemple $T = 20$ ans en année sèche : $Q_m = \frac{12 \times 9,2 \times 335,49}{100} = 370,38 \text{ L/s}$



7. Estimation des débits

7.1. Etude des débits extrêmes

7.1.1. Etude des crues

✚ Calcul du débit de crue

Tableau 107. Valeurs du coefficient de rugosité K

	n	K	s (mm) (obsolescent)
B - RIVIERES NATURELLES			
Pour les cours d'eau à section suffisamment constante on se reportera au tableau A			
1 . Petit cours d'eau (largeur maximale inférieure à 30 m)			
a) cours d'eau de plaine			
- net, droit, niveau d'eau élevé, peu de variation de la section mouillée	0,025	30-40	
- idem, mais pierres et mauvaises herbes plus nombreuses	0,03		
- net, sinueux avec seuils et mouillées	0,035	30	
- idem, mais avec pierres et mauvaises herbes	0,040	25	
- idem, mais niveau bas	0,045-50	20	
- cours paresseux, mauvaises herbes, trous d'eau profonds	0,048	20	
- nombreuses mauvaises herbes et nombreux trous d'eau	0,70	15	
- pentes et fond irrégulier, nombreuses souches, arbres et buissons, arbres tombés dans la rivière	0,100	10	
	0,15-0,20	5-7	
b) cours d'eau de montagne			
Pas de végétation dans le lit, rives escarpées, arbres et broussailles pour les niveaux élevés			
- fond en gravier et cailloux, peu de gros galets	0,040	25	
- fond avec gros graviers	0,050	20	
2 . Plaines d'inondation			
- pâturages sous broussailles	0,030	30	
	0,035	à 35	
- zones cultivées, absence de récoltes	0,030	35	
- zones cultivées, récoltes sur pied	0,035	25-30	
	0,040		
- broussailles dispersées et mauvaises herbes ou broussailles et quelques arbres en hiver	0,050	20	
- quelques arbres et broussailles en été ; broussaille moyenne ou dense en hiver	0,06		
	à 0,07	15	
- broussaille moyenne ou dense en été	0,10	10	
- souches d'arbres sans rejet	0,040	25	
- souches d'arbres avec rejets durs	0,060	16	
- forêt de hautes futaies ; peu de broussailles	0,10	10	
- idem, avec niveau d'eau atteignant les branches	0,12	8	
- souches denses	0,15	7	
3 . Grands cours d'eau (largeur maximale supérieure à 30 mètres)			
La valeur de K est supérieure à celle des petits cours d'eau d'allure analogue, car les rives offrent moins de résistance efficace.			
- section régulière sans broussailles	0,025	25-40	
	0,040		
- section irrégulière et rugueuse	0,040	10-25	
	0,100		



$K = 30, S = 70,5539 \text{ km}^2$ et $P = 171,6361 \text{ km}$

$$R = \frac{70,5539}{171,6361} = 0,41 \text{ km}$$

$$Q = 30 \times 70,5539 \times 0,41^{2/3} \times 0,17^{1,2} = 482,48 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_t = \left(\frac{S_e}{S_r}\right) \left(\frac{I_e}{I_r}\right) = \frac{51,04}{6855} \times \frac{35,2}{3} = 0,087$$

$$Q = 0,087 \times 171 = 14,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Finalement : } Q_{\text{crue}} = \frac{482,48 + 14,94}{2} = 248,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

Crues de diverses fréquences

Formule de Louis-Duret : $Q_T = 0,009 S^{0,5} I^{0,32} P_T^{1,39}$ pour $S < 150 \text{ [km}^2\text{]}$

▪ En année sèche

$$\text{Pour } T = 5 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 222,95^{1,39} = 369,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 10 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 231,32^{1,39} = 388,46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 20 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 239,35^{1,39} = 407,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 25 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 241,90^{1,39} = 413,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 50 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 249,74^{1,39} = 432,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 100 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 257,53^{1,39} = 450,98 \text{ m}^3/\text{s}$$

▪ En année médiane

$$\text{Pour } T = 2 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 210,30^{1,39} = 340,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

▪ En année humide

$$\text{Pour } T = 5 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 200,90^{1,39} = 319,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 10 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 196,91^{1,39} = 310,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 20 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 193,97^{1,39} = 304,12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 25 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 193,17^{1,39} = 302,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 50 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 190,99^{1,39} = 297,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } T = 100 \text{ ans : } Q_T = 0,009 \times 51,04^{0,5} \times 35,2^{0,32} \times 189,17^{1,39} = 293,71 \text{ m}^3/\text{s}$$



7.1.2. Etude des étiages

$K = 30$, $S = 2,5496 \text{ km}^2$ et $P = 36,6148 \text{ km}$

$$R = \frac{2,5496}{36,6148} = 0,07 \text{ km}$$

$$Q' = 30 \times 2,5496 \times 0,41^{2/3} \times 0,17^{1,2} = 5,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_t = \left(\frac{S_e}{S_r}\right) \left(\frac{I_e}{I_r}\right) = \frac{51,04}{6855} \times \frac{35,2}{3} = 0,087$$

$$Q' = 0,087 \times 15,4 = 1,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Finalement: } Q_{\text{étiage}} = \frac{5,34 + 1,35}{2} = 3,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **7.1.3. Transformation des hauteurs limnimétriques mesurées réellement sur terrain en débits**

✚ Courbe de tarage

Pour $H = 0,17 \text{ m}$

$S = 1,31 \text{ km}^2$, $P = 25,62 \text{ km}$ et $R = 0,05 \text{ km}$ donc $Q = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour $H = 0,37 \text{ m}$

$S = 4,68 \text{ km}^2$, $P = 40,02 \text{ km}$ et $R = 0,12 \text{ km}$ donc $Q = 2,35 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour $H = 0,57 \text{ m}$

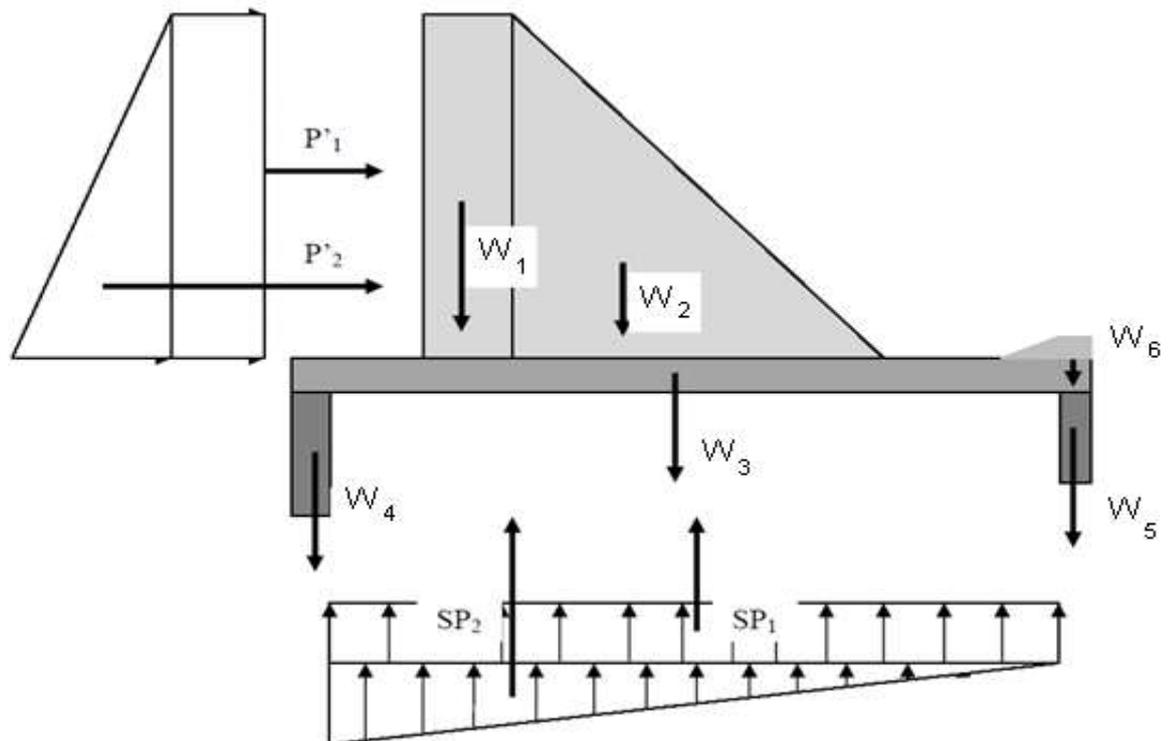
$S = 9,23 \text{ km}^2$, $P = 51,41 \text{ km}$ et $R = 0,12 \text{ km}$ donc $Q = 3,94 \text{ m}^3/\text{s}$

ANNEXES 3.2. OUVRAGES DE GENIE CIVIL

1. Barrage1.1. Inventaire des forces

Le calcul de stabilité nécessite une connaissance approfondie des actions auxquelles est soumis l'ouvrage. Les forces à considérer sont:

- le poids propre de la structure;
- la poussée de l'eau sur les parois;
- les surcharges d'eau;
- la sous pression.



 Poids propre du barrage

Cette action est favorable à la stabilité de l'ouvrage. Pour simplifier le calcul, on divise le barrage en 6 sections dont la somme des poids de chaque section correspond à:

$$W=W_1+W_2+W_3+W_4+W_5+W_6 \quad (95)$$

Dans notre cas puisque le barrage a une fondation rocheuse, les valeurs de W_4 et W_5 sont nulles.



✚ Poussées de l'eau sur les parois

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

$$P' = P'_1 + P'_2 \quad (96)$$

✚ Les surcharges d'eau

Le poids exercé par l'eau sur la structure contribue également à sa stabilité. Il s'agit des surcharges sur le radier amont (Sc_1) et aval (Sc_2), ainsi que celle de la lame d'eau au dessus du seuil (Sc_3). Elle équivaut à :

$$S_c = Sc_1 + Sc_2 + Sc_3 \quad (97)$$

✚ Sous pression

On ne peut négliger la sous pression pour la partie ne reposant pas sur une fondation rocheuse ce qui est dans notre cas. La sous pression totale étant :

$$SP = SP_1 + SP_2 \quad (98)$$

Le tableau suivant donne les valeurs des différentes forces après calculs qui sont vérifiées automatiquement dans les feuilles Excel.

Tableau 108. Inventaire des forces

FORCES (kN)

Poids du barrage

W1 (massif)	7 500
W2 (massif)	10 000
W3 (massif)	15 000
W6 (seuil aval)	200
Total W	32 700

Poids de l'eau en amont

P'_1	2 000
--------	-------

Poussée de l'eau

P'_2 (lame d'eau)	4 285
---------------------	-------

**Poussée de sédiments**

Ps	20
----	----

Sous-pression

SP	21 159
----	--------

1.2. Stabilité du barrage**1.2.1 Stabilité au glissement**

Soit T la force de frottement au contact avec la base tel que :

$$T = Ntg\varphi$$

Avec:

N : la somme des forces normales à la surface de contact.

$Tg\varphi$: le coefficient de frottement entre le béton et rocher ($tg\varphi = 0.75$).

Soit X la force qui tend à déplacer le barrage vers l'aval. Dans notre cas elle correspond à la poussée de l'eau sur la paroi amont. Elle a pour valeur: $X=P$

Alors, pour que la stabilité au glissement soit assurée, il faut que:

$$K_g = \frac{Ttg\varphi}{X} = \frac{(W - S_p)tg\varphi}{P} \geq 1,5 \quad (99)$$

Poids du barrage

W1 (massif)	7 500
W2 (massif)	10 000
W3 (radier)	15 000
W6 (seuil aval)	250
Total W	39 750

Poussée de l'eau

P'1 (poids de l'eau en amont)	2 000
P'2 (lame d'eau)	5 255

Poussée de sédiments

Ps	20
----	----

Total P	7 275
----------------	--------------

Sous-pression

SP1	14 450
SP2	12 441
Total SP	26 891

$$K_g = \frac{(39\,750 - 26\,891) \cdot 0,6}{7\,275} = 1,33 \leq 1,5$$



⇒ Le barrage est instable au glissement

Détermination du nombre de cannes d'ancrages

$$K_g = \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{X} \geq 1,5$$

Avec :

$$N = W - S_p + F_{\text{canne}}$$

$$\operatorname{Tg} \varphi = 0,75$$

$$X = P$$

En application numérique : $F_{\text{canne}} \geq 5\,328,5 \text{ kg}$

En utilisant l'acier $\phi 16$, nous avons $S_{\text{canne}} = 2,01 \text{ cm}^2$

D'où pour 1mL du barrage, nous avons **3 $\phi 16$** de cannes d'ancrages pour assurer la stabilité au glissement.

1.2.2. Stabilité au renversement

L'ouvrage a en général tendance à se renverser vers l'aval. La poussée de l'eau tend à renverser l'ouvrage autour de l'axe passant par l'extrémité aval de la fondation. Seul le poids de l'ouvrage agit pour le stabiliser.

Dans ce cas, l'ouvrage doit être suffisamment lourd et la base assez grande pour que la résultante du poids et de la poussée pas se à l'intérieur du tiers central de la fondation.

La stabilité au renversement est obtenue lors que la somme des moments des forces tendant à le faire renverser autour du point de rotation est inférieure à la somme des moments tendant à le déstabiliser, avec un coefficient de sécurité (K_r) supérieur à 1,5. Soit :

$$K_r = \frac{M(W)}{M(P) + M(SP)} \geq 1,5 \quad (100)$$

Poids du barrage

dW1	14,75
dW2	12,00
dW3	8,50
dW4	16,90
dW5	0,10
dW6	0,10

Poids du barrage

MW1	110 625
MW2	180 000
MW3	144 500
MW4	0
MW5	0
MW6	25
Total M(W)	435 150

**Poussée de l'eau**

dP1	1,50
dP2	1,17

Poussée de sédiments

dPs	0,58

Sous-pression

dSP1	8,50
dSP2	11,33

Poussée de l'eau

MP1	7 882
MP2	2 333

Poussée de sédiments

MPs	12
-----	----

Total M(P)	10 227
-------------------	---------------

Sous-pression

MSP1	122 825
MSP2	141 001
Total M(SP)	263 826

$$K_r = \frac{435\,150}{10\,227 + 263\,828} = 1,59 > 1,5$$

⇒ Le barrage est stable au renversement

1.2.3. Stabilité à la flottaison

L'ouvrage est stable à la flottaison si le coefficient de sécurité :

$$K_f = \frac{W}{SP} \geq 1,1 \quad (101)$$

Poids du barrage

W1 (massif)	7 500
W2 (massif)	15 000
W3 (radier)	17 000
W6 (seuil aval)	250
Total W	39 750

Sous-pression

U1	14 450
U2	12 441
Total U	26 891

$$K_f = \frac{39\,750}{26\,891} = 1,48 > 1,1$$

⇒ Le barrage est stable à la flottaison.

**1.2.3. Stabilité élastique ou stabilité interne**

La stabilité élastique consiste à comparer les contraintes maximales appliquées au sol dues à l'ouvrage et la contrainte admissible du solde fondation.

On doit alors vérifier que :

$$\sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S} \pm \frac{6M}{B^2} < \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

σ_{\max} la contrainte maximale en T/m² et σ_{\min} la contrainte minimale en T/m²

N la somme des efforts normaux et B la base de la fondation en m.

S : la surface de contact par mètre linéaire en m²

M : la somme des moments fléchissant par rapport à l'axe passant par le centre de gravité G de la semelle en daNm

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du solde fondation.

On va prendre $\bar{\sigma}_{sol}=100$ T/m² pour la partie sans farfouille.

Tous les calculs sont faits et vérifiés automatiquement dans les feuilles d'Excel suivant.

Débit (m ³ /s)	248,71
Longueur seuil (m)	33,0
Lame d'eau (m)	2,63
Hauteur seuil (m)	2,00
Largeur en crête (m)	1,50
Talus paroi aval	3,00
Radier amont (m)	1,50
Radier aval (m)	8,00
Largeur de base	42,50

Epaisseur radier (m)	0,40
Parafouille amont (m)	0,80
Parafouille aval (m)	0,50
Seuil aval (m)	0,50
Base (m)	7,50
H amont (m)	4,63
H aval (m)	1,70
Pesanteur (m/s ²)	9,81

Masse vol barrage	2 500
Masse volume sédiments	1 600
Hauteur de sédiments	0,25
Angle Frot interne (°)	25
Largeur fondation	17,00
Epaisseur parafouille	0,20

AFFOUILLEMENT : Règle de LANE

Cheminement vertical l_v (m)		1,8
Cheminement horizontal l_h (m)		17,00
Dénivelée d'eau (m)		2,93
C' calculé		2,6
C' sol de fondation		2,5

Règle de Lane vérifiée

**FORCES (kg)****Poids du barrage**

W1 (massif)	7 500
W2 (massif)	10 000
W3 (radier)	15 000
W6 (seuil aval)	200
Total W	32 700

Poussée de l'eau

P'1 (lame d'eau)	4 285
P'2 (res eau)	2 000

Poussée de sédiments

Ps	20
Total P	6 305

Sous-pression

U1	11 250
U2	9 909
Total U	21 159

**BRAS DE LEVIER
% à G (m)****Poids du barrage**

dW1	5,25
dW2	3,17
dW3	0,00
dW6	0,00

Poussée de l'eau

dP1	-1,20
dP2	-0,87

**Poussée de
sédiments**

dPs	-0,28
-----	-------

Sous-pression

dU1	0,00
dU2	-2,50

Moment % à G (kg.m)	39 389
Somme N (kg)	11 541
y (m)	7,5
Section (m ²)	15,00

**MOMENTS % à G
(kg.m)****Poids du barrage**

MW1	39 375
MW2	31 667
MW3	0
MW6	0
Total M(W)	71 042

Poussée de l'eau

MP1	-5 142
MP2	-1 733

**Poussée de
sédiments**

MPs	-6
Total M(P)	-6 881

Sous-pression

MU1	0
MU2	-24 772
Total M(U)	-24 772

sigma max (T/m²)	1,82
H	2,00
STABLE	

2. Prise d'eau**2.1. Dimension de l'orifice**

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

LE NUMERO MONDIAL DU MÉMOIRES





$$\text{Où } \Delta h = H_{\text{étiage}} - 0,5 H_P \text{ et } H_P = H_{b0} + H_{\text{sub}}$$

On sait que : $H_{b0} = 1 \text{ m}$, $H_{\text{sub}} = 1 \text{ m}$, et $H_{\text{étiage}} = 0,25 \text{ m}$

En application numérique : $H_P = 0,2 \text{ m}$; $\Delta h = 0,15 \text{ m}$

D'où $S = 1,89 \text{ m}^2$

En considérant que l'orifice aura la forme d'un carré alors la largeur et la hauteur de l'orifice auront les mêmes dimensions égalés à $1,37 \text{ m}$.

2.2. Perte de charge dans la prise

$$h_p = k_t \sin \beta \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3}$$

Avec $k_t = 1,8$; $\beta = 45^\circ$; $t = 12 \text{ mm}$ et $b = 50 \text{ mm}$

D'où $h_p = 0,23 \text{ m}$

3. Canal d'amenée

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

$$\text{Où } R = \frac{h(b+m h)}{b+2 h \sqrt{1+m^2}}$$

3.1. Avant-canal

Tableau 109. Caractéristiques de l'avant-canal

I	l	m	K	y	S	P	R	Q	L	J
0,0005	1,22	0,33	70	1	1,55	3,11	0,50	1,5	10	0,005

3.2. Canal

Tableau 110. Caractéristiques du canal

I	l	m	K	y	S	P	R	Q	L	J
0,001	1,15	0	70	1	1,15	3,15	0,37	1,3	344	0,344
0,001	1,15	0	70	1,1	1,27	3,35	0,38	1,5	344	0,344

4. Bassin de décantation

$$L_d = \frac{2}{U_s} (Q U_s)^{1/2} \quad (1)$$

$$l_d = \frac{U_h}{4 U_s} h_d \quad (2)$$



$$L_d = 4 l_d \quad (3)$$

$$(2) \text{ dans } (3) : L_d = \frac{U_h}{U_s} h_d \quad (4)$$

$$(4) \text{ dans } (1) : \frac{U_h}{U_s} h_d = \frac{2}{U_s} (Q U_s)^{1/2} \quad (5)$$

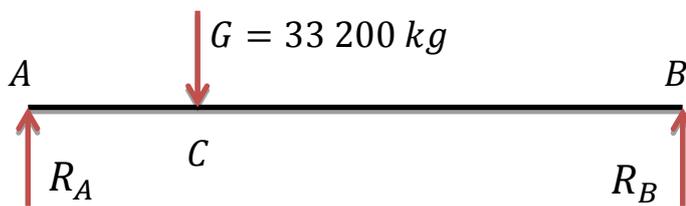
$$(5) : h_d = \frac{2}{U_h} (Q U_s)^{1/2}$$

En application numérique :

- $h_d = \frac{2}{0,25} (2,27 \times 0,025)^{1/2} = 1,91 \text{ m}$
- $l_d = \frac{0,25}{4 \times 0,025} \times 1,91 = 5 \text{ m}$
- $L_d = 4 \times 5 = 20 \text{ m}$

5. Ferraillage du radier

5.1. Détermination du moment de calcul



La somme des moments par rapport à B donne les réactions suivantes :

$$R_A = 31\,481 \text{ kg}$$

$$R_B = 519 \text{ kg}$$

Moment dans la section AC :

$$M(x) = R_A x \quad \begin{cases} x = 0 : M(0) = 0 \\ x = 2,2 : M(2,2) = 69,26 \text{ T.m} \end{cases}$$

Moment dans la section CB :

$$M(x) = R_A x - G \cdot (x - 2,2) \quad \begin{cases} x = 2,2 : M(2,2) = 69,26 \text{ T.m} \\ x = 4,5 : M(4,5) = 0 \end{cases}$$

Le diagramme des moments :





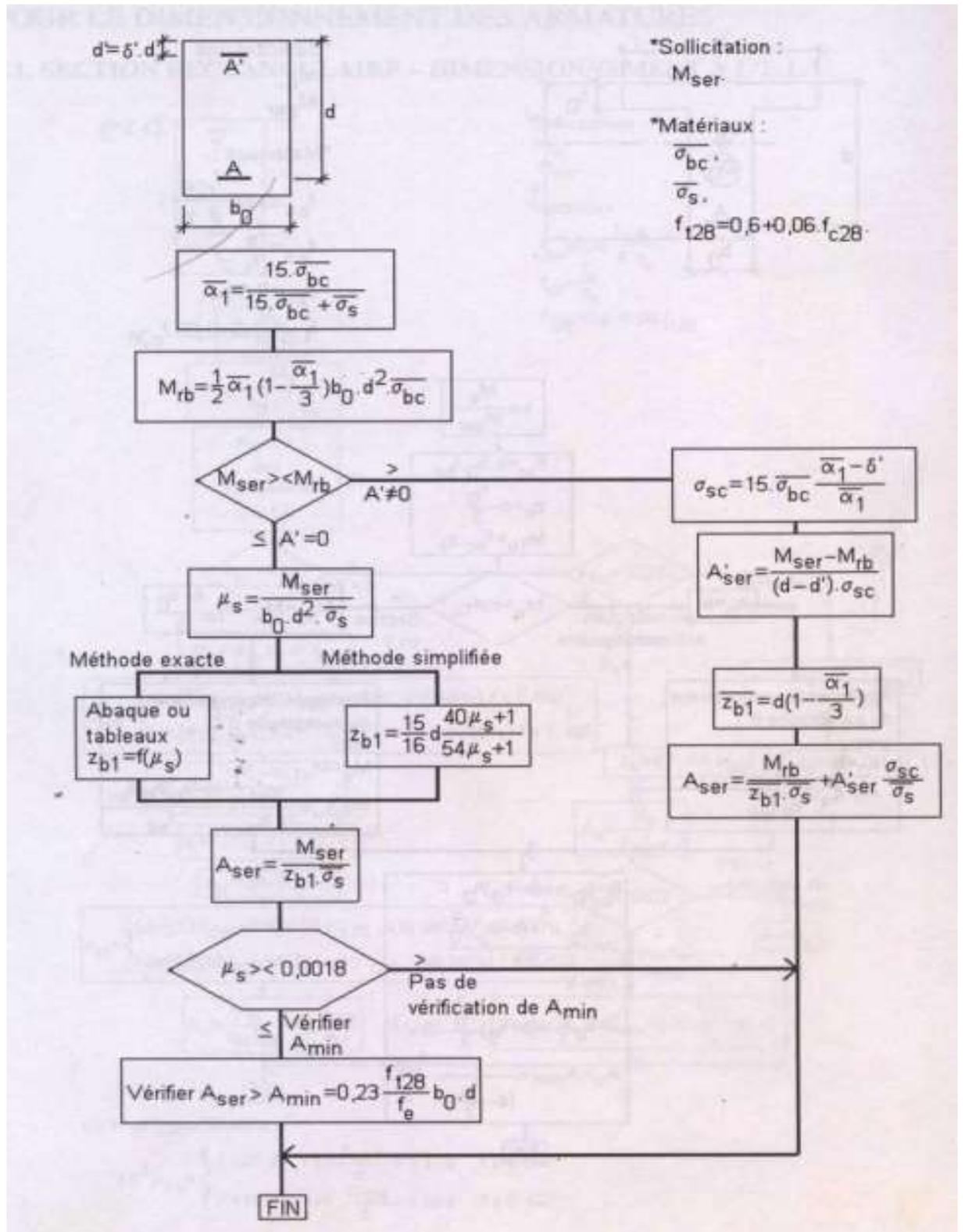
Le moment de calcul à l'ELS est donc :

$$M_{ser} = 69,26 T.m$$

5.2.Détermination des armatures :

Pour déterminer les armatures, on va prendre 1m linéaire de radier.

L'organigramme de calcul est la suivante :



5.2.1. Matériaux :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$



$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,34$$

5.2.2. Moment réduit :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\alpha}_1 \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}$$

$d = 0,27$: hauteur utile du radier ;

$b_0 = 1$: largeur du radier ;

$$M_{rb} = 20,40 \text{ T.m}$$

$M_{ser} > M_{rb}$: la section est doublement armée.

$$\delta' = \frac{d'}{d} = 0,10$$

$$\sigma_{sc} = 15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \frac{\bar{\alpha}_1 - \delta'}{\bar{\alpha}_1} = 159,02 \text{ MPa}$$

5.2.3. Armatures supérieures théoriques:

$$A'_{ser} = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{(d - d')} \cdot \sigma_{sc} = 102,41 \text{ cm}^2$$

5.2.4. Armatures inférieures théoriques:

$$A_{ser} = \frac{M_{rb}}{Z_{b1} \cdot \bar{\sigma}_s} + A'_{ser} \cdot \frac{\sigma_{sc}}{\bar{\sigma}_s} = 39,2 \text{ cm}^2$$



5.2.5. Armatures réelles :

Suivant la largeur du radier, on a les armatures suivantes :

Nappe supérieure : $A'_{ser} = 104,55 \text{ cm}^2$ ou 13 HA 32

Nappe inférieure : $A_{ser} = 39,2 \text{ cm}^2$ ou 8 HA 25

Suivant la longueur du radier, on a les armatures suivantes :

Nappe supérieure :

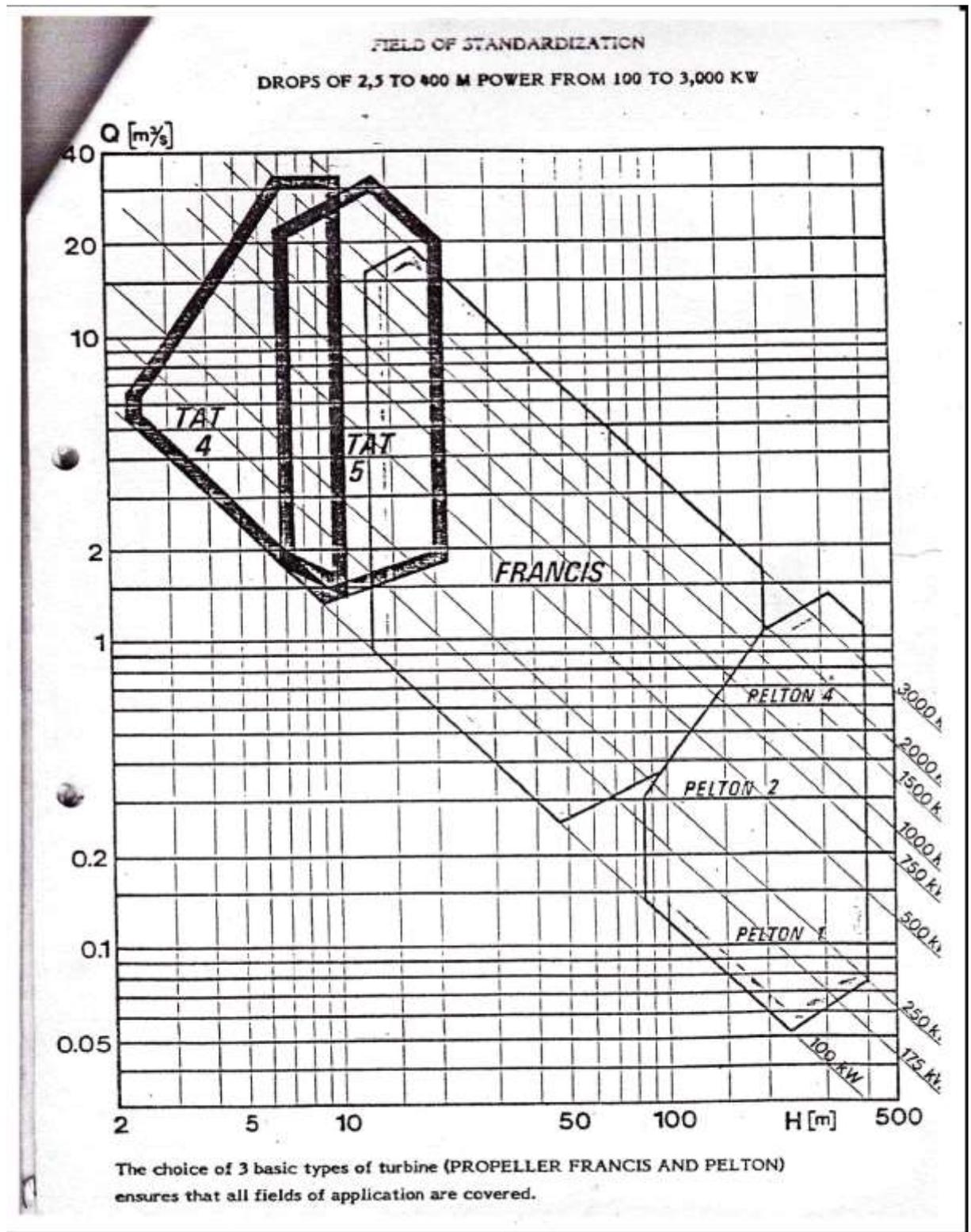
$$A'_l = \frac{A'_{ser}}{3} = 34,1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 17 \text{ HA } 16$$

Nappe inférieure :

$$A_l = \frac{A_{ser}}{3} = 13,1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ HA } 16$$

ANNEXES 3.3. EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUE

Figure 13. Abaque caractéristique pour le choix du type de turbine



ANNEXES 3.4. MONOGRAPHIE DE LA ZONE D'ETUDE

**EVOLUTION DE LA POPULATION**

$$P(a) = P_0(1+\alpha)^n$$

Dont : $n = 36$ et $\alpha = 3,6 \%$

- Pour le fokontany d'Ambodimanga : $P_0 = 5656$

$$P(2013) = 5656 (1+0,036)^{11} = 8346$$

$$P(2015) = 5656 (1+0,036)^{13} = 8646$$

$$P(2020) = 5656 (1+0,036)^{18} = 8957$$

$$P(2025) = 5656 (1+0,036)^{23} = 9220$$

$$P(2030) = 5656 (1+0,036)^{28} = 9614$$

$$P(2035) = 5656 (1+0,036)^{33} = 9960$$

$$P(2038) = 5656 (1+0,036)^{36} = 10319$$

- Pour le fokontany d'Ambodilaitra : $P_0 = 2615$

$$P(2013) = 2615 (1+0,036)^{11} = 3859$$

$$P(2015) = 2615 (1+0,036)^{13} = 3998$$

$$P(2020) = 2615 (1+0,036)^{18} = 4141$$

$$P(2025) = 2615 (1+0,036)^{23} = 4291$$

$$P(2030) = 2615 (1+0,036)^{28} = 4445$$

$$P(2035) = 2615 (1+0,036)^{33} = 4605$$

$$P(2038) = 2615 (1+0,036)^{36} = 4771$$

- Pour le fokontany d'Anjahamarina : $P_0 = 887$

$$P(2013) = 887 (1+0,036)^{11} = 1309$$

$$P(2015) = 887 (1+0,036)^{13} = 1356$$

$$P(2020) = 887 (1+0,036)^{18} = 1405$$

$$P(2025) = 887 (1+0,036)^{23} = 1455$$

$$P(2030) = 887 (1+0,036)^{28} = 1508$$

$$P(2035) = 887 (1+0,036)^{33} = 1562$$

$$P(2038) = 887 (1+0,036)^{36} = 1618$$

- Pour le fokontany d'Ambodiharina : $P_0 = 3658$

$$P(2013) = 3658 (1+0,036)^{11} = 5398$$



$$P(2015) = 3658 (1+0,036)^{13} = 5592$$

$$P(2020) = 3658 (1+0,036)^{18} = 5793$$

$$P(2025) = 3658 (1+0,036)^{23} = 6002$$

$$P(2030) = 3658 (1+0,036)^{28} = 6218$$

$$P(2035) = 3658 (1+0,036)^{33} = 6442$$

$$P(2038) = 3658 (1+0,036)^{36} = 6674$$

- Pour le fokontany d'Ihazomena : $P_0 = 2096$

$$P(2013) = 2096 (1+0,036)^{11} = 3093$$

$$P(2015) = 2096 (1+0,036)^{13} = 3204$$

$$P(2020) = 2096 (1+0,036)^{18} = 3319$$

$$P(2025) = 2096 (1+0,036)^{23} = 3439$$

$$P(2030) = 2096 (1+0,036)^{28} = 3563$$

$$P(2035) = 2096 (1+0,036)^{33} = 3691$$

$$P(2038) = 2096 (1+0,036)^{36} = 3824$$

- Pour le fokontany de Vohibololona : $P_0 = 1373$

$$P(2013) = 1373 (1+0,036)^{11} = 2026$$

$$P(2015) = 1373 (1+0,036)^{13} = 2099$$

$$P(2020) = 1373 (1+0,036)^{18} = 2174$$

$$P(2025) = 1373 (1+0,036)^{23} = 2253$$

$$P(2030) = 1373 (1+0,036)^{28} = 2334$$

$$P(2035) = 1373 (1+0,036)^{33} = 2418$$

$$P(2038) = 1373 (1+0,036)^{36} = 2505$$



ANNEXES



ANNEXE 4. CALENDRIER D'EXECUTION DES TRAVAUX

PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX

SITE ANTOHAKA

Eléments	M1				M2				M3				M4				M5				M6				M7				M8			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
Travaux de génie civil	Installation de chantier	■	■																													
	Approvisionnement	■	■	■	■	■	■																									
	Piste d'accès			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■																	
	Barrage et prise									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
	Canal d'améné																	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
	Chambre de mise en charge																	■	■	■	■	■	■									
	Bâtiment de la centrale																						■	■	■	■	■	■	■	■	■	
	Bâtiment du personnel																							■	■	■	■	■	■	■	■	
	Conduite forcée																							■	■	■	■	■	■	■		
Travaux d'équipements électromécaniques	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■											
Délai d'exécution : 8 mois																																



ANNEXE 5. ADEQUATION RESSOURCES-BESOINS

A partir du tableau 111 figurant ci-dessous, on peut en déduire que de l'année 1 jusqu'à l'année 19, on utilise la première turbine car elle arrive encore à faire fonctionner la centrale. A partir de l'année 20, la consommation des clients cibles du projet atteint les 64 % de la production, seuil de la puissance consommable pour une centrale hydroélectrique. On installe alors la seconde turbine à partir de l'année 20.

En observant les résultats de calcul, le taux de charge à la 25^{ème} année de production indique 43 %. Cela signifie que la puissance fournie par la centrale avec les deux turbines n'est consommée qu'à 43 % au bout des 25 années.

On peut donc en conclure que la ressource en eau disponible suffit largement pour satisfaire les besoins en électricité de la population.



ANNEXES



Tableau 111. Adéquation des ressources et des besoins pour le cas de scenario probable

ANNEE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039
Ménages																									
Nombre de population	25 790,79	26 719,25	27 681,15	28 677,67	29 710,07	30 779,63	31 887,69	33 035,65	34 224,93	35 457,03	36 733,49	38 055,89	39 425,90	40 845,24	42 315,66	43 839,03	45 417,23	47 052,25	48 746,13	50 501,00	52 319,03	54 202,52	56 153,81	58 175,34	60 269,66
Nombre de ménages	2 866	2 969	3 076	3 187	3 302	3 420	3 544	3 671	3 803	3 940	4 082	4 229	4 381	4 539	4 702	4 872	5 047	5 229	5 417	5 612	5 814	6 023	6 240	6 464	6 697
Nombre de ménages raccordés	171,00	181,77	193,22	205,40	218,34	232,09	246,72	262,26	278,78	296,34	315,01	334,86	355,96	378,38	402,22	427,56	454,49	483,13	513,56	545,92	580,31	616,87	655,73	697,05	740,96
Consommation totale des ménages (kWh)	2 242,45	2 247,45	2 252,45	2 257,45	2 262,45	2 267,45	2 272,45	2 277,45	2 282,45	2 287,45	2 292,45	2 297,45	2 302,45	2 307,45	2 312,45	2 317,45	2 322,45	2 327,45	2 332,45	2 337,45	2 342,45	2 347,45	2 352,45	2 357,45	2 362,45
Commerces																									
Nombre de commerces raccordés	43	44	44	45	46	46	47	48	48	49	50	51	51	52	53	54	55	55	56	57	58	59	60	61	61
Consommation totale des commerces (kWh)	1 870,63	1 982,86	2 101,83	2 227,94	2 361,62	2 503,32	2 653,52	2 812,73	2 981,49	3 160,38	3 350,00	3 551,00	3 764,07	3 989,91	4 229,30	4 483,06	4 752,05	5 037,17	5 339,40	5 659,76	5 999,35	6 359,31	6 740,87	7 145,32	7 574,04
Services publics																									
Mairie																									
Nombre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Consommation (kWh)	657,00	670,14	683,54	697,21	711,16	725,38	739,89	754,69	769,78	785,18	800,88	816,90	833,23	849,90	866,90	884,24	901,92	919,96	938,36	957,12	976,27	995,79	1 015,71	1 036,02	1 056,74
Consommation totale (kWh)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Tranompokonolona																									
Nombre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Consommation (kWh)	876,00	893,52	911,39	929,62	948,21	967,17	986,52	1 006,25	1 026,37	1 046,90	1 067,84	1 089,20	1 110,98	1 133,20	1 155,86	1 178,98	1 202,56	1 226,61	1 251,14	1 276,17	1 301,69	1 327,72	1 354,28	1 381,36	1 408,99
Consommation totale (kWh)	876,00	893,52	911,39	929,62	948,21	967,17	986,52	1 006,25	1 026,37	1 046,90	1 067,84	1 089,20	1 110,98	1 133,20	1 155,86	1 178,98	1 202,56	1 226,61	1 251,14	1 276,17	1 301,69	1 327,72	1 354,28	1 381,36	1 408,99
Eglises																									
Nombre	20	20	21	21	22	22	23	23	23	24	24	25	25	26	26	27	27	28	29	29	30	30	31	32	32
Consommation (kWh)	1 916,25	1 954,58	1 993,67	2 033,54	2 074,21	2 115,69	2 158,01	2 201,17	2 245,19	2 290,10	2 335,90	2 382,62	2 430,27	2 478,87	2 528,45	2 579,02	2 630,60	2 683,21	2 736,88	2 791,61	2 847,45	2 904,40	2 962,48	3 021,73	3 082,17
Consommation totale (kWh)	38 325,00	39 091,50	41 867,00	42 704,34	45 632,63	46 545,29	49 634,20	50 626,88	51 639,42	54 962,31	56 061,55	59 565,40	60 756,71	64 450,72	65 739,73	69 633,55	71 026,22	75 129,95	79 369,43	80 956,82	85 423,40	87 131,87	91 836,99	96 695,46	98 629,37
Infrastructures éducatives																									
Nombre	12	12	12	13	13	13	14	14	14	14	15	15	15	16	16	16	16	17	17	17	18	18	19	19	19
Consommation (kWh)	3 339,75	3 406,55	3 474,68	3 544,17	3 615,05	3 687,35	3 761,10	3 836,32	3 913,05	3 991,31	4 071,14	4 152,56	4 235,61	4 320,32	4 406,73	4 494,86	4 584,76	4 676,46	4 769,99	4 865,39	4 962,69	5 061,95	5 163,19	5 266,45	5 371,78
Consommation totale (kWh)	40 077,00	40 878,54	41 696,11	46 074,20	46 995,69	47 935,60	52 655,41	53 708,52	54 782,69	55 878,35	61 067,05	62 288,39	63 534,16	69 125,16	70 507,67	71 917,82	73 356,18	79 499,76	81 089,75	82 711,55	89 328,47	91 150,04	98 100,53	100 062,54	102 063,79



ANNEXES



Infrastructures sanitaires																									
Nombre	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5
Consommation (kWh)	4 555,20	4 646,30	4 739,23	4 834,01	4 930,69	5 029,31	5 129,90	5 232,49	5 337,14	5 443,89	5 552,76	5 663,82	5 777,10	5 892,64	6 010,49	6 130,70	6 253,31	6 378,38	6 505,95	6 636,07	6 768,79	6 904,16	7 042,25	7 183,09	7 326,75
Consommation totale (kWh)	13 665,60	13 938,91	14 217,69	14 502,04	14 792,08	15 087,93	15 389,69	15 697,48	213 48,57	21 775,54	22 211,05	22 655,27	23 108,38	23 570,55	24 041,96	24 522,80	25 013,25	25 513,52	26 023,79	26 544,27	27 075,15	34 520,82	35 211,23	359 15,46	36 633,77
Eclairages publics																									
Nombre	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	
Consommation (kWh)	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	6 132	
Consommation totale (kWh)	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	14 7168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	147 168	1 47168	147 168	147 168	147 168	147 168	
Consommation totale des services publics (kWh)	240 768,6	242 627,5	246 517,2	252 035,20	256 193,62	258 360,99	266 490,82	268 864,13	276 622,06	281 488,10	288 232,50	293 423,26	296 335,23	306 104,63	309 270,22	315 078,14	318 423,21	329 194,84	335 559,11	339 313,80	350 953,71	361 920,45	374 328,03	381 879,82	386 560,92
FMBT																									
Decortiquerie																									
Nombre	5	5	6	6	6	6	6	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	8	8	8	8	8	8	8	
Consommation (kWh)	33 726,00	35 412,30	37 182,92	39 042,06	40 994,16	43 043,87	45 196,07	47 455,87	49 828,66	52 320,10	54 936,10	57 682,91	60 567,05	63 595,40	66 775,17	70 113,93	73 619,63	77 300,61	81 165,64	85 223,92	89 485,12	93 959,37	98 657,34	103 590,21	108 769,72
Consommation totale (kWh)	168 630	177 061,5	223 097,5	234 252,36	245 964,98	258 263,23	271 176,39	332 191,08	348 800,64	366 240,67	384 552,70	403 780,34	423 969,35	445 167,82	467 426,21	490 797,52	515 337,40	541 104,27	649 325,12	681 791,38	715 880,95	751 674,99	789 258,74	828 721,68	870 157,77
Ateliers d'ouvrages métalliques																									
Nombre	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	
Consommation (kWh)	0	0	0	0	0	0	0	33 726,00	35 412,30	37 182,92	39 042,06	40 994,16	43 043,87	45 196,07	47 455,87	49 828,66	52 320,10	54 936,10	57 682,91	60 567,05	63 595,40	66 775,17	70 113,93	73 619,63	77 300,61
Consommation totale (kWh)	0	0	0	0	0	0	0	33 726,00	35 412,30	37 182,92	39 042,06	40 994,16	43 043,87	45 196,07	47 455,87	49 828,66	52 320,10	54 936,10	57 682,91	60 567,05	63 595,40	66 775,17	140 227,86	147 239,26	154 601,22
Ateliers d'ouvrages bois																									
Nombre	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	
Consommation (kWh)	0	0	0	0	64 459,00	67 681,95	71 066,05	74 619,35	78 350,32	8 2267,83	86 381,22	90 700,29	95 235,30	99 997,07	104 996,92	110 246,76	115 759,10	121 547,06	127 624,41	134 005,63	140 705,91	147 741,21	155 128,27	162 884,68	171 028,92
Consommation totale (kWh)	0	0	0	0	64 459,00	67 681,95	71 066,05	74 619,35	78 350,32	8 2267,83	86 381,22	90 700,29	95 235,30	99 997,07	104 996,92	110 246,76	115 759,10	121 547,06	255 248,82	268 011,26	281 411,83	295 482,42	310 256,54	325 769,37	342 057,83
Boulangerie																									
Nombre	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
Consommation (kWh)	0	0	0	16 790,00	17 629,50	18 510,98	19 436,52	20 408,35	21 428,77	22 500,21	23 625,22	2 4806,48	26 046,80	2 7349,14	28 716,60	30 152,43	31 660,05	33 243,05	34 905,20	36 650,46	38 482,99	40 407,14	42 427,49	44 548,87	46 776,31
Consommation totale (kWh)	0	0	0	16 790,00	17 629,50	18 510,98	19 436,52	20 408,35	21 428,77	22 500,21	23 625,22	2 4806,48	26 046,80	2 7349,14	28 716,60	30 152,43	31 660,05	33 243,05	34 905,20	36 650,46	38 482,99	40 407,14	42 427,49	44 548,87	46 776,31
Consommation totale des FMBT (kWh)	168 630	177 061,5	223 097,5	251 042,36	328 053,48	344 456,16	361 678,96	460 944,78	483 992,02	508 191,62	533 601,20	560 281,26	588 295,32	617 710,09	648 595,59	681 025,38	715 076,65	750 830,48	997 162,05	1 047 020,2	1 099 371,12	1 154 339,72	1 282 170,64	1 346 279,2	1 413 593,13
Consommation totale des clients cibles (kWh)	413 511,7	423 919,2	473 968,9	507 562,9	588 871,17	607 587,91	633 095,75	734 899,09	765 878,02	795 127,55	827 476,15	859 552,98	890 697,07	930 112,08	964 407,57	1 002 904,0	1 040 574,35	1 087 389,9	1 340 393,0	1 394 331,1	1 458 666,67	1 524 966,93	1 665 591,98	1 737 661,8	1 810 090,53
Puissance produite (kWh)	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	2 102 400	4 204 800	4 204 800	
Taux de raccordement	6%	6%	6%	6%	7%	7%	7%	7%	7%	8%	8%	8%	8%	8%	9%	9%	9%	9%	9%	10%	10%	10%	11%	11%	11%
Taux de charge	20%	20%	23%	24%	28%	29%	30%	35%	36%	38%	39%	41%	42%	44%	46%	48%	49%	52%	64%	33%	35%	36%	40%	41%	43%
Nombre de turbines à installer	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2



ANNEXES



ANNEXE 6. RESULTATS DE LA MISSION DE MESURE EFFECTUEE SUR LA RIVIERE SARANAMBANA

B.E.T.C. NANKA lat: 19° 38' 19,7" S
 Long: 047° 41' 03,6" E

Rivière: SARANAMBANA Jaugeage du: 27/7/2012 N°:

Station: ANSOUMAHANA Emplacement de la section:

Observations: Moulinet: 146.993 Helice: 8-14708 Hauteur Début H₀:

Point par point Formule de tarage:

Point par point Nature de la section:

R.D. = 0 Opérateurs: M. Roger + M. Anourno Hauteur Fin H₁:

Q = 2,350 m³/s

Distances	Profond (m)	Prof. An. Moulinet	Angle câble	Prof. corrigées	N/tours	T/sec (s)	NT (s)	Vm/s	Observations
1) 2,00	0,12	0,04			243	30	8,10	0,485	
		S			314	30	10,47	0,612	
2) 4,00	0,18	0,06			321	30	10,70	0,625	
		S			425	30	14,17	0,812	
3) 6,00	0,27	0,04			84	30	2,80	0,184	
		S			91	30	3,03	0,197	
4) 8,00	0,28	0,06			200	30	6,67	0,407	
		S			235	30	7,83	0,470	
5) 10,0	0,37	0,04			256	30	8,47	0,505	
		0,20			360	30	12,00	0,615	
		S			441	30	14,70	0,840	
6) 12,0	0,40	0,04			300	30	10,00	0,587	
		0,22			381	30	12,70	0,733	
		S			437	30	14,57	0,833	
7) 14,0	0,30	0,04			164	30	5,47	0,333	
		0,17			246	30	8,20	0,490	
		S			285	30	9,50	0,560	
8) 16,0	0,25	0,04			192	30	6,40	0,391	
		S			280	30	9,33	0,551	
9) 18,0	0,17	0,04			63	30	2,10	0,143	
		S			30	30	1,00	0,077	
R.G + 1,00 m = 19,04 = largeur									
m ≤ 2,22 → v = 0,0002 m - 0,017									

S_{th} = 4,680 m²
 V_m = 0,502 m/s
 P_{th} moyenne = 0,246 m

**TABLE DES MATIERES**

DEDICACES	I
REMERCIEMENTS	II
DECLARATION SUR L'HONNEUR	IV
SOMMAIRE	V
LISTE DES TABLEAUX	V
LISTE DES ILLUSTRATIONS	VIII
LISTE DES FIGURES	VIII
LISTE DES CARTES	VIII
LISTE DES PHOTOS	VIII
LISTE DES ABBREVIATIONS ET DES NOTATIONS	IX
LISTE DES ABBREVIATIONS	IX
LISTE DES NOTATIONS	X
LISTE DES UNITES	XI
LISTE DES ANNEXES	XII
AVANT-PROPOS	XIII
INTRODUCTION GENERALE	1
Première partie :PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	3
Chapitre I. APERCU GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE	4
I.1. Localisation de la zone d'étude	4
I.2. Caractéristiques géographiques de la zone	6
I.3. Identification et localisation du site du projet	6
I.4. Subdivision administrative de la zone d'étude	7
I.5. Accessibilité	9
Chapitre II. MONOGRAPHIE DE LA ZONE D'ETUDE	11
II.1. Milieu physique	11
II.1.1. Le relief et le paysage	11
II.1.2. Hydrographie	12
II.1.3. Les caractéristiques géologiques et géomorphologiques de la zone d'étude	12
II.2. Milieu biologique	13
II.2.1. Le sol	13
II.2.2. La formation végétale	14



TABLE DES MATIERES

II.3. Milieu humain	15
II.3.1. Population et démographie	15
II.3.1.1. Effectif et évolution	15
II.3.1.1.1. Effectif de la population.....	15
II.3.1.1.2. Evolution de la population	16
II.3.1.2. Croissance démographique.....	17
II.3.1.3. Taille moyenne des ménages	17
II.3.1.4. La composition ethnique	18
II.3.1.5. Les mouvements migratoires.....	18
II.3.1.6. L'architecture.....	19
II.3.1.6.1. Architecture et matériaux de construction	19
Deuxième partie :ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES ET EVALUATION DE LA DEMANDE EN ELECTRICITE.....	21
Chapitre III. ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES DE LA ZONE D'ETUDE	22
III.1. Secteurs sociaux	22
III.1.1. Infrastructures de base au niveau de la commune.....	22
III.1.2. Accès à l'eau potable.....	23
III.1.3. Situation religieuse	23
III.1.4. Infrastructures socioculturelles	23
III.1.5. Accessibilités technologiques	24
III.1.6. Source d'énergie.....	24
III.1.6.1. Les produits forestiers	24
III.1.6.2. Les sources d'éclairage	24
III.2. Secteur économique.....	25
III.2.1. Secteur primaire	25
III.2.1.1. Agriculture	25
III.2.1.2. Elevage	27
III.2.1.3. Pêche	28
III.2.2. Secteur secondaire.....	28
III.2.3. Secteur tertiaire	28
III.2.3.1. Transport	28
III.2.3.2. Commerce	29
III.2.3.3. Professions libérales	29



TABLE DES MATIERES

Chapitre IV. EVALUATION DE LA DEMANDE EN ELECTRICITE	30
IV.1. Etude des consommateurs et des consommations	30
IV.1.1. Les clients utilisant l'électricité pour la Lumière et Usage Domestiques (LUD) 30	
IV.1.1.1. Les ménages	30
IV.1.1.1.3. Fragmentation socio-économique générale	30
IV.1.1.1.4. Nombre de ménages cibles	31
IV.1.1.1.5. Fragmentation par rapport aux dépenses énergétiques.....	32
IV.1.1.1.6. Consommation spécifique	32
IV.1.1.2. Les commerces.....	32
IV.1.1.2.1. Nombre de clients cibles	32
IV.1.1.2.2. Consommation spécifique	32
IV.1.1.3. Les services publics et administratifs.....	33
IV.1.1.3.1. Segmentation des clients cibles	33
IV.1.1.3.2. Consommation spécifique	33
IV.1.2. Les clients utilisant la Force Motrice Basse Tension (FMBT)	33
IV.1.2.1. Clients cibles	33
IV.1.2.2. Consommation spécifique.....	34
IV.1.3. Récapitulation	34
IV.2. Evolution de la demande en électricité.....	39
IV.2.1. Horizon du projet	39
IV.2.2. Prévision de l'évolution de la demande	39
IV.2.2.1. Les clients utilisant l'électricité pour la Lumière et Usage Domestiques (LUD).....	40
IV.2.2.1.1. Les ménages	40
IV.2.2.1.2. Les commerces	41
IV.2.2.1.3. Les services publics	42
IV.2.2.2. Les clients utilisant la Force Motrice Basse Tension (FMBT)	43
IV.2.2.2.1. Prévision de l'évolution du nombre de FMBT	43
IV.2.2.2.2. Prévision de l'évolution annuelle de la consommation des FMBT.....	44
IV.3. Evaluation des puissances.	46
IV.3.1. Puissances journalières	46
IV.3.2. Pointe diurne	48
IV.3.3. Pointe nocturne	48
Troisième partie : ETUDE TECHNIQUE	50



TABLE DES MATIERES

Chapitre V. ETUDE CARTOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE.....	51
V.1. Etude cartographique	51
V.2. Etude topographique	51
V.2.1. Description topographique du site.....	51
Chapitre VI. ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE L'AMENAGEMENT ..	52
VI.1. Etude géologique	52
VI.1.1. Etudes bibliographiques	52
VI.1.2. Etude sur carte géologique	52
VI.1.3. Etude géologique sur site	54
VI.1.3.1. Terrain d'implantation du barrage	54
VI.1.3.2. Terrain d'implantation de la prise d'eau ou du déssableur	54
VI.1.3.3. Terrain d'implantation des ouvrages d'amenée	54
VI.1.3.4. Terrain d'implantation de la chambre de mise en charge et de la conduite forcée.....	55
VI.1.3.5. Terrain d'implantation des bâtiments	55
VI.2. Etude géotechnique	55
VI.2.1. Etude sur carte géologique	55
VI.2.2. Interventions et observations sur terrain	55
VI.3. Détermination des lieux d'approvisionnement des matériaux	56
Chapitre VII. ETUDE CLIMATOLOGIQUE	57
VII.1. La température	57
VII.2. Les précipitations	58
VII.3. L'humidité atmosphérique	58
VII.4. L'évapotranspiration	58
VII.5. Le climat	59
Chapitre VIII. ETUDE HYDROLOGIQUE.....	60
VIII.1. Généralités	60
VIII.1.1. Définition.....	60
VIII.1.2. But	60
VIII.2. Etude pluviométrique.....	61
VIII.2.1. Constitution des données pluviométriques.....	61
VIII.2.2. Analyse statistique des pluies.....	62
VIII.2.2.1. Base de la méthode.....	62
VIII.2.2.1.2. Pluies moyennes mensuelles et annuelles.....	64



TABLE DES MATIERES

VIII.2.2.2. Ajustement suivant la loi de Gauss	65
VIII.2.2.3. Test de validité de χ^2	66
VIII.2.2.3.1. Procédé pratique de calcul	66
VIII.2.2.3.2. Résultat	68
VIII.2.2.4. Répartition des pluies de différentes fréquences	68
VIII.2.2.4.2. Pluies maximales journalières	70
VIII.2.2.5. Ajustement selon la loi de GUMBEL	71
VIII.2.2.6. Test de validité de χ^2	74
VIII.2.2.6.1. Procédé de calcul	74
VIII.2.2.6.2. Résultat	75
VIII.3. Etude hydrologique proprement dite	76
VIII.3.1. Notion de bassin versant.....	76
VIII.3.1.1. Définition.....	76
VIII.3.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant	76
VIII.3.1.2.1. Surface et périmètre du bassin versant	76
VIII.3.1.2.2. Indice de forme du bassin versant`	76
VIII.3.1.2.3. Caractéristiques topographiques du bassin versant	77
VIII.3.1.3. Autres paramètres caractéristiques des altitudes	78
VIII.3.1.3.1. Altitude maximale	78
VIII.3.1.3.2. Altitude minimale	78
VIII.3.1.4. Altitude moyenne	79
VIII.3.1.5. Altitude médiane	79
VIII.3.1.6. Altitude à 5 %	79
VIII.3.1.7. Altitude à 95 %	79
VIII.3.1.8. Pente moyenne du bassin versant	79
VIII.3.1.1. Indices de pente I_p	80
VIII.3.1.2. Récapitulation.....	81
VIII.3.1.3. Temps de concentration.....	81
VIII.3.1.3.2. Occupation du sol	84
VIII.3.2. Estimation des apports.....	84
VIII.3.2.1. Données disponibles.....	84
VIII.3.2.1.1. Données pluviométriques	84
VIII.3.2.1.2. Données climatiques	85



TABLE DES MATIERES

VIII.3.2.2. Détermination proprement dit des apports	85
VIII.3.2.2.1. Rappel du cycle de l'eau	85
VIII.3.2.2.2. Calcul de l'évapotranspiration potentielle	86
VIII.3.2.2.3. Calcul des apports	88
VIII.3.2.2.4. Répartition mensuelle des apports	91
VIII.3.3. Estimation des débits	93
VIII.3.3.1. Introduction	93
VIII.3.3.2. Hypothèse	93
VIII.3.3.3. Méthodologie.....	93
VIII.3.3.3.1. Collecte des données.....	93
VIII.3.3.4. Etude des débits extrêmes	96
VIII.3.3.4.1. Etude des crues	96
VIII.3.3.4.2. Etude des étiages.....	99
VIII.3.3.4.3. Commentaire des résultats	100
VIII.3.4. Représentation des données hydrométriques.....	105
VIII.3.4.1. Débits moyens	105
VIII.3.4.1.1. Débits moyens journaliers	105
VIII.3.4.1.2. Débits moyens annuels	108
VIII.3.4.1.3. Débits moyens mensuels.....	108
VIII.3.4.2. Débits caractéristiques.....	109
VIII.3.4.3. Analyse hydrologique.....	110
VIII.3.4.4. Débit d'équipement	111
VIII.3.4.5. Débit réservé.....	112
Chapitre IX. ETUDE DES STRUCTURES HYDRAULIQUES ET DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL.....	113
IX.1. Généralités.....	113
IX.2. Description et calcul des ouvrages	115
IX.2.1. Barrage	115
IX.2.1.1. Choix du type	115
IX.2.1.1.1. Adéquation ressources-besoins	115
IX.2.1.1.2. Conclusion partielle.....	115
IX.2.1.2. Dimensionnement du barrage	116
IX.2.1.3. Evacuateur de crue	116



TABLE DES MATIERES

IX.2.1.4. Ouvrage de vidange de fond	117
IX.2.2. Prise d'eau.....	117
IX.2.2.1. Dimension de la prise.....	118
IX.2.2.2. Perte de charge dans la prise	118
IX.2.3. Canal d'amenée.....	119
IX.2.4. Bassin de décantation.....	122
IX.2.4.2. Caractéristiques du déssableur	122
IX.2.4.3. Ouvrages annexes du bassin de décantation	124
IX.2.4.3.1. Déversoir	124
IX.2.4.3.2. Pertuis de purge	124
IX.2.4.3.3. Canaux coursiers	125
IX.2.5. Chambre de mise en charge	126
IX.2.5.1. Hauteur le la chambre de mise en charge.....	126
IX.2.5.2. Rayon de succion	127
IX.2.5.3. Largeur de la chambre de mise en charge.....	127
IX.2.5.4. Longueur de la chambre de mise en charge.....	128
IX.2.5.5. Volume de la chambre de mise en charge.....	128
IX.2.5.6. Perte de charge dans la chambre de mise en charge	128
IX.2.6. Conduite forcée	129
IX.2.6.1. Diamètre.....	130
IX.2.6.2. Vitesse de l'eau	130
IX.2.6.3. Epaisseur de la conduite.....	130
IX.2.6.4. Perte de charge	131
IX.2.6.4.1. Perte de charge à l'entrée	131
IX.2.6.4.2. Perte de charge au niveau du coude	131
IX.2.6.4.1. Perte de charge au niveau de la vanne.....	132
IX.2.7. Usine et restitution	133
IX.3. Caractéristiques des équipements hydro et électromécaniques.....	134
IX.3.1. Choix des turbines.....	134
IX.3.1.1.1. Les turbines à action.....	135
IX.3.1.1.2. Les turbines à réaction.....	135
IX.3.1.2. Choix des alternateurs	137
IX.3.1.2.1. Les différents types d'alternateurs	137



TABLE DES MATIERES

IX.3.1.2.2. Composition d'un alternateur	138
IX.3.2. Caractéristiques des équipements hydroélectriques.....	138
Quatrième partie : ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ETUDE ECONOMIQUE	139
Chapitre X. ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX.....	140
X.1. Analyse environnementale.....	140
X.2. Cadre juridique et institutionnel du projet	141
X.2.1. Textes fondamentaux.....	141
X.2.1.1. Charte de l'environnement malgache	141
X.2.1.2. Mise en comptabilité des investissements avec l'Environnement (MECIE)	141
X.2.2. Textes sectoriels	141
X.2.2.1. Arrêté interministériel n 4355/97 portant définitions et délimitation des zones sensibles	141
X.2.2.2. Réforme du secteur de l'électricité.....	142
X.2.2.3. Code de l'eau.....	142
X.2.2.4. Décret instituant l'Agence de développement de l'Electrification Rurale (ADER)	142
X.2.2.5. Décret relatif à l'utilisation hydroélectrique de l'eau.....	142
X.2.2.6. Législation forestière	142
X.2.2.7. Ordonnance relative à la protection, à la sauvegarde et à la conservation du patrimoine national.....	143
X.2.3. Conventions internationales	143
X.2.3.1. Convention sur la diversité biologique.....	143
X.2.3.2. Règle et procédure d'expropriation	143
X.2.3.3. Convention sur le commerce international des espèces de faune et de flore sauvages menacées d'extinction.....	144
X.3. Mise en contexte du projet.....	144
X.3.1. Contexte et justification du projet	144
X.3.2. Cadre général du projet	144
X.3.2.1. Description du projet	144
X.3.2.1.1. Phase préparatoire.....	145
X.3.2.2. Recrutement des mains d'œuvres locales.....	146
X.3.2.2.1. Phase de construction	146
X.3.2.2.2. Phase d'exploitation.....	146



TABLE DES MATIERES

X.3.2.2.3. Description succincte de l'aménagement	147
X.4. Description du milieu récepteur.....	149
X.4.1. Milieu physique	149
X.4.2. Milieu biologique	149
X.4.3. Milieu humain	149
X.5. Analyse des impacts	150
X.5.1. Identification des impacts.....	150
X.5.1.2. Sur le milieu physique	155
X.5.1.2.1. Topographie	155
X.5.1.2.2. Paysage	155
X.5.1.2.3. Pédologie, sol.....	155
X.5.1.2.4. Hydrogéologie, géomorphologie	155
X.5.1.2.5. Hydrologie, physico-chimie de l'eau.....	156
X.5.1.2.6. Air et bruit.....	156
X.5.1.2.7. Risques naturels	156
X.5.1.3. Sur le milieu biologique	156
X.5.1.3.1. Sur les flores	156
X.5.1.3.2. Sur les faunes	157
X.5.1.4. Sur le milieu humain	157
X.5.1.4.1. Impact socioéconomique	158
X.5.1.4.2. Nuisances sonores.....	158
X.5.1.4.3. Santé	158
X.5.1.4.4. Contribution au développement.....	159
X.5.2. Evaluation des impacts	159
X.5.2.1. Intensité des impacts.....	159
X.5.2.2. Durée des impacts	160
X.5.2.3. Portée géographique des impacts	160
X.5.2.4. Degré ou effet des impacts	160
X.5.3. Mesures d'atténuations pour chaque composante	165
X.5.3.2. Milieu physique	169
X.5.3.2.1. Topographie	169
X.5.3.2.2. Paysage	169
X.5.3.2.3. Pédologie, sol.....	169



TABLE DES MATIERES

X.5.3.2.4. Hydrologie, propriété physico-chimique de l'eau	169
X.5.3.2.5. Air	170
X.5.3.3. Milieu biologique	170
X.5.3.3.1. Sur les habitats	170
X.5.3.3.2. Sur les faunes aquatiques :	170
X.5.3.4. Milieu humain	170
X.5.3.4.1. Environnement socio-économique	170
X.5.4. Plan de gestion environnementale	171
X.5.4.1. Plan de gestion de risque d'accident	171
X.5.4.2. Plan de revégétalisation	172
X.5.4.2.1. Revégétalisation à court terme	173
X.5.4.2.2. Revégétalisation à moyen terme	173
X.5.4.2.3. Revégétalisation à long terme	173
X.5.4.3. Programme de suivi environnemental de la diversité faunistique	174
X.5.4.4. Plan social du projet	175
X.5.4.5. Plan de gestion des carburants	175
X.5.4.5.1. Le stockage	175
X.5.4.5.2. Le transport	175
X.6. Programme de suivi environnemental	175
X.6.1. Le programme de surveillance	176
X.6.2. Le programme de suivi	176
Chapitre XI. ETUDE ECONOMIQUE	179
XI.1. Calcul du coefficient de majoration des déboursés	179
XI.1.2. Exemple de sous-détails de prix	179
DISCUSSIONS	182
XI.2. Discussions techniques	182
XI.2.1. L'hydrologie	182
XI.2.2. La géotechnique	182
XI.3. Discussions économiques	183
XI.3.1. Financement du projet	183
XI.3.2. Mode de paiement des factures	183
XI.3.3. Choix du type d'exploitation	183
CONCLUSION GENERALE	184



TABLE DES MATIERES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE ET WEBOGRAPHIQUE	i
ANNEXES	i
ANNEXE 1. PLANS	ii
ANNEXE 2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX	xxv
ANNEXE 3. NOTES DE CALCUL.....	xxviii
ANNEXE 4. CALENDRIER D'EXECUTION DES TRAVAUX	lxxviii
ANNEXE 5. ADEQUATION RESSOURCES-BESOINS	lxxix
ANNEXE 6. RESULTATS DE LA MISSION DE MESURE EFFECTUEE SUR LA RIVIERE SARANAMBANA	lxxxii
TABLE DES MATIERES	lxxxiii

Auteur : RAFARALAHY Zaraso Malandy

Mail : malandy.rafaralahy@yahoo.fr

Contact : 033 71 261 60 / 034 50 066 82

Adresse de l'auteur : IJA 24 TER Ambavahaditokana Itaosy



Titre du mémoire : « **ETUDE DE L'AVANT-PROJET DETAILLE DE L'AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DU SITE D'ANTOHAKA – AMBODIHASINA** »

Nombre de pages : 187

Nombre d'illustrations: 24

Nombre de tableaux : 86

RESUME

Le présent document a pour objectif d'exécuter le programme gouvernemental « électrification rurale » dans notre pays. C'est une étude détaillée de l'aménagement hydroélectrique du site d'Antohaka sis dans le fokontany d'Ambodihalina, Commune Rurale de Saranambana, District de Fenoarivo Atsinanana, Région d'Analanjirifo. Au terme de l'étude d'Avant-Projet Sommaire et après avoir effectué des descentes sur terrain, les études de bureau ont permis de conclure que l'aménagement à réaliser sera équipé d'un barrage de dérivation, d'une prise d'eau latérale en rive gauche, d'un canal d'amenée pour transiter le débit d'équipement de 2,27 m³/s, d'une chambre de mise en charge, d'une conduite forcée et du bâtiment de la centrale avec les équipements hydromécaniques et électriques. Le coût total du projet s'élève à 1 917 687 762 d'Ariary TTC. Et ce projet présente un minimum de conséquences néfastes sur l'environnement local.

Mots-clés : hydroélectrique, étiage, barrage

SUMMARY

This document aims to solve the problems of shortages of electricity in our country. It is a detailed study of the hydroelectric facility of the site of Antohaka located in the fokontany of Ambodihalina, Rural District of Saranambana, District of Fenoarivo Atsinanana, Région of Analanjirifo. After the Summary Study of Preliminary draft and to have a descent carries out on ground, the studies of office made it possible to conclude that installation has to realize will be of the "au fil de l'eau" type and will be equipped with a stopping of derivation, a side hydrant out of left bank, a feeder canal to forward the flow of equipment of 2.27 m³/s, room of loading, a pressure pipe and the building of the power station with the hydraulic and electric equipment. The total cost of the project amounts to 1 917 687 762 of Ariary. And this project presents tiny harmful consequences as well at the local level as national.

Key words: hydroelectric, low water level, stopping

Encadreur de mémoire : Monsieur RAKOTO DAVID Rabinintsoa