

## TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS .....	I
TABLE DES MATIERES .....	II
LISTE DES FIGURES .....	X
LISTE DES CARTES.....	XI
LISTE DES TABLEAUX .....	XI
AVANT – PROPOS.....	XIV
INTRODUCTION.....	1

### **PARTIE I : ETUDE DE LA RIVIERE ET DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY**

<b>CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE .....</b>	<b>2</b>
1.1. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE .....	2
1.2 RELIEF, GEOMORPHOLOGIE ET PAYSAGE .....	4
1.3 GEOLOGIE.....	4
1.4 SOLS ET VEGETATIONS .....	4
1.4.1 SOLS.....	4
1.4.2 VEGETATIONS.....	5
1.5 MILIEU HUMAIN ET SOCIAL .....	5
1.5.1 EFFECTIF ET EVOLUTION .....	5
1.5.2 COMPOSITION ET REPARTITION .....	6
1.5.3 CARACTERISTIQUES DES MENAGES .....	6

<b>CHAPITRE 2 : CARATERISTIQUES HYDROLOGIQUES DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY.....</b>	<b>7</b>
2.1 CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES.....	7
2.1.2 SURFACE ET PERIMETRE .....	7
2.1.3 DRAIN PRINCIPAL .....	7
2.1.4 FORME DU BASSIN VERSANT .....	7
2.1.5 COURBE HYSOMETRIQUE .....	8
2.1.6 RECTANGLE EQUIVALENT .....	9
2.1.7 PENTE DU BASSIN VERSANT.....	9
2.1.8 INDICE DE PENTE.....	10
2.2 TEMPS DE CONCENTRATION.....	10
2.3 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT.....	11
2.3.1 DETERMINATION DE Cr SELON LA NATURE DE LA COUVERTURE DU SOL .....	11
2.3.2 DETERMINATION DE Cr SELON LA METHODE DU SCS Curve Number .....	12

<b>CHAPITRE 3 : CLIMATOLOGIE .....</b>	<b>13</b>
3.1 DEFINITION.....	13
3.2 PLUVIOMETRIE.....	13
3.2.1 PLUVIOMETRIES ANNUELLES DE DIFFERENTES FREQUENCES.....	14
3.2.2 PLUVIOMETRIES MAXIMALES JOURNALIERES DE DIFFERENTES FREQUENCES.....	15
3.2 TEMPERATURE.....	15
3.3 VENT ET CYCLONE.....	15
3.4 HUMIDITE RELATIVE.....	16
3.5 INSOLATION.....	16
3.6 EVAPOTRANSPIRATION.....	17
3.7 BILAN HYDROLOGIQUE DU BV AMBATOMAINTY.....	17
3.7.1 EXPRESSION DU BILAN.....	18
3.7.2 CONCLUSION.....	18

## **PARTIE II : ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY EN VUE DE L'ESTIMATIMATION DES DEBITS FREQUENTIELS**

<b>CHAPITRE 4 : PROJET D'ETUDE ET DE SUIVI CLIMATO-HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY.....</b>	<b>19</b>
4.1 METHODOLOGIE D'ETUDE ET DE SUIVI.....	19
4.1.1 APPROCHE HYDROLOGIQUE.....	19
4.1.1.1 Description du site d'implantation de la station hydrométrique.....	19
4.1.1.2 Description des matériels et principes des mesures.....	19
4.1.2 APPROCHE CLIMATOLOGIQUE.....	20
4.2 ANALYSE DES DONNEES.....	22
4.2.1 ETABLISSEMENT DE LA COURBE DE TARAGE.....	22
4.2.2 DEBITS JOURNALIERS ET MENSUELS A LA STATION HYDROMETRIQUE.....	23
4.2.3 PLUIES ET EVAPORATIONS DIRECTES.....	23
4.2.3.1 Saison des pluies 2010-2011.....	23
4.2.3.2 Saison des pluies 2011-2012.....	24
4.2.3.3 Pluviométrie du bassin versant d'étude.....	24
4.2.3.4 Evaporation directe.....	25
4.2.4. DONNEES DES CRUES OBSERVEES LORS DE LA PERIODE D'ETUDE.....	25
4.2.5. BILAN HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY LORS DE LA PERIODE D'ETUDE.....	25
4.2.6 INTERPRETATION DES RESULTATS.....	27
4.2.6.1 Pluviométrie.....	27
4.2.6.2 Evaporation directe.....	27
4.2.6.3 Lamme d'eau écoulee et coefficient de ruissèlement.....	27
4.2.6.4 Débit.....	28
4.3. POURSUITE DES MESURES.....	28

## **CHAPITRE 5 : APPLICATION DES DIFFERENTES MODELES HYDROLOGIQUES POUR L'ESTIMATION DES APPORTS ET DES CRUES ..... 29**

5.1	ESTIMATION DES APPORTS.....	29
5.1.1	METHODE DE STATION DE REFERENCE .....	29
5.1.2	METHODE DE CTGREF.....	30
5.1.3	MODELE DE TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT MENSUEL « GR2M ».....	30
5.2.	ESTIMATION DES DEBITS DES CRUES.....	31
5.2.1	METHODE DE LOUIS DURET.....	31
5.2.2	METHODE SOGREAH.....	32
5.2.3	METHODE ORSTOM.....	32
5.2.4	METHODE DU GRADEX.....	34
5.2.5	MODELISATION HYDROLOGIQUE SIMPLIFIEE DU SCS : mise en oeuvre du modèle HEC HMS 3.5.....	35
5.2.5.1	Description générale du logiciel HEC-HMS 3.5.....	35
5.2.5.2	Modèle de bassin.....	36
a)	Découpage en sous-bassin versants.....	36
b)	Schéma topologique du bassin versant.....	37
c)	Fonction de production et fonction de transfert.....	37
d)	Données des sous-bassins.....	38
e)	Données des tronçons.....	39
5.2.5.3	Modèle météorologique.....	39
5.2.5.4	Contrôle des spécifications.....	40
5.2.5.5	Création et exécution d'une simulation.....	40
5.2.5.6	Résultats de la simulation.....	41
a)	Résultat de la 1 <sup>ère</sup> simulation.....	41
b)	Résultat de la simulation après ajustement des paramètres.....	42
c)	Résultat de la simulation après ajustement des paramètres.....	42
d)	Résultat de la simulation lors de la validation du modèle.....	43
5.2.5.7	Débits de crues fréquentielles.....	43
5.4	INTERPRETATIONS DES RESULTATS OBTENUS DES METHODES THEORIQUES ET LES OBSERVATIONS SUR TERRAIN AFIN DE FIXER LES DEBITS DE PROJET.....	44
5.4.1	APPORTS EN EAU DU PROJET.....	44
5.4.2	DEBIT DE CRUE DE DIMENSIONNEMENT.....	45

## **CHAPITRE 6 : BESOIN EN EAU DE LA RIZICULTURE..... 46**

6.1	GENERALITES SUR LE LOGICIEL CROPWAT 8.0.....	46
6.2	PLUIE EFFICACE ( $P_{eff}$ ).....	46
6.3	PHASE DE CROISSANCE DE LA PLANTE ET COEFFICIENT CULTURAL ( $K_C$ ).....	47
6.4	BESOINS EN EAU D'IRRIGATION.....	48
6.4.1	BESOIN D'IRRIGATION NET ( $B_n$ ).....	48
6.4.2	BESOIN D'IRRIGATION BRUT ( $B_b$ ).....	48

6.5	DEBITS .....	49
6.5.1	DEBIT FICTIF CONTINU (D <sub>fc</sub> ) .....	49
6.5.2	DEBIT DE POINTE.....	49
6.5.3	DEBIT D'EQUIPEMENT (q <sub>e</sub> ).....	49
6.6	CALENDRIER CULTURAL .....	50
6.7	RESULTATS DE CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA RIZICULTURE.....	50

## **PARTIE III : ETUDE DE L'OUVRAGE DE RETENUE CONSACREE AU DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DE STABILITE DU BARRAGE ET DE SES OUVRAGES ANNEXES**

### **CHAPITRE 7 : ETUDE TECHNIQUE DE BASE ..... 51**

7.1	RAPPEL DES POINTS ESSENTIELS DES NIHYCRI ET LEURS PRISES EN COMPTE DANS LE CADRE DE L'ETUDE.....	51
7.1.1	CLASSE DES OUVRAGES ET CRUES DE DIMENSIONNEMENT .....	51
7.1.2	NORMES D'ETUDE DE CONCEPTION DU BARRAGE DE RETENUE .....	52
7.1.3	MESURES DE PROTECTION DES OUVRAGES PRINCIPAUX .....	52
7.2	CHOIX ET LOCALISATION DU SITE D'IMPLANTATION DU BARRAGE .....	52
7.3	TOPOGRAPHIE DE LA ZONE DE RETENUE .....	54
7.3.1	METHODOLOGIE DE CONSTRUCTION DU MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN.....	54
7.3.2	RESULTATS DE LA MODELISATION NUMERIQUE DU TERRAIN PAR GOOGLE EARTH	54
7.4	RELATION HAUTEUR-SURFACE-VOLUME.....	56
7.5	VOLUME UTILE DE LA RETENUE (V <sub>u</sub> ).....	57
7.6	VOLUME D'EAU EXPLOITABLE ET EVALUATION DES SURFACES IRRIGABLES .....	59
7.6.1	ESTIMATION DES PERTES.....	59
7.6.2	VOLUME EXPLOITABLE DE LA RETENUE .....	59
7.6.3	EVALUATION DE LA SURFACE IRRIGABLE .....	59

### **CHAPITRE 8 : ETUDE ET CONCEPTION DU BARRAGE DE RETENUE ..... 61**

8.1	CHOIX DU TYPE DE BARRAGE A REALISER.....	61
8.2	DETERMINATION DU PROFIL DU BARRAGE EN TERRE .....	61
8.2.1	HAUTEUR DU BARRAGE .....	61
8.2.2	LARGEUR EN CRETE (L <sub>c</sub> ) .....	62
8.2.3	PENTES DES TALUS (i).....	62
8.3	ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE .....	62
8.3.1	ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE CONSIDERE COMME UN SEUL BLOC .....	62
8.3.1.1	Schéma de calcul.....	62
8.3.1.1	Calcul des stabilités du barrage .....	63
a)	Stabilité au glissement .....	63
b)	Stabilité au renversement.....	63
c)	Vérification des contraintes à la base .....	64
8.3.2	ETUDE DE STABILITE PAR LA METHODE DE TRANCHE .....	64

8.3.2.1	Caractéristiques du barrage et du remblai .....	65
8.3.2.2	Résultats des calculs des coefficients de sécurité ( $F_s$ ) .....	65
8.3.2.3	Débit de fuite .....	66
8.3.2.3	Disposition et constitution du drain-filtre .....	66
8.4.1	DEVERSOIR .....	67
8.4.1.1	Profil du seuil.....	67
8.4.1.2	Etude de stabilité du seuil.....	68
8.4.1.3	Longueur du déversoir ( $L_{dev}$ ) .....	69
8.4.2	CHENAL D'ÉCOULEMENT .....	69
8.4.3	COURSIER .....	70
8.4.4	BASSIN DE DISSIPATION .....	70
8.5	<i>OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE</i> .....	71
8.5.1	CONDUITE DE PRISE ET DE VIDANGE .....	72
8.5.1.1	Hypothèses de calcul .....	72
8.5.1.2	Calcul des diamètres extrêmes .....	72
8.5.1.3	Choix du diamètre de la conduite.....	72

## **PARTIE IV : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL, ECONOMIQUE ET FINANCIERE DU PROJET**

<b>CHAPITRE 9 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL .....</b>	<b>77</b>
9.1 MISE EN CONTEXTE DU PROJET .....	77
9.2 IDENTIFICATION DES IMPACTS.....	77
9.3 ANALYSE ET EVALUATION DES IMPACTS .....	78
9.4 MESURES D'ATTENUATIONS OU DE COMPENSATIONS.....	83
9.5 CONCLUSION SUR L'ANALYSE ENVIRONNEMENTALE .....	84

<b>CHAPITRE 10 : ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE DU PROJET.....</b>	<b>85</b>
10.1 HYPOTHESES DE BASE POUR L'ETUDE DE RENTABILITE DU PROJET .....	85
10.2 CHARGES D'EXPLOITATION .....	85
10.3 COUTS DU PROJET.....	88
10.4 IMPACT DE NIHYCRI SUR LE COUT DU PROJET .....	88
10.5 RECETTES D'EXPLOITATION.....	88
10.6 RENTABILITE ECONOMIQUE DU PROJET.....	88
10.7 FINANCEMENT DU PROJET .....	92

## **CONCLUSIONS GENERALES.....93**

### **BIBLIOGRAPHIE**

### **WEBOGRAPHIE**

### **ANNEXES**

## LISTE DES ABREVIATIONS

AUE	: Association des Usagers de l'Eau
BRL	: Bas-Rhône Languedoc
BV	: Bassin Versant
BDE	: Bordereaux des Détails Estimatifs
CTGREF	: Centre Technique de Génie Rural et des Eaux et Forêts
CMP	: Crue Maximale Possible
CN	: Curve Number
Dfc	: Débit fictif continu
EIE	: Etude d'Impact Environnemental
ESPA	: Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
ETP	: Evapotranspiration potentielle
ETR	: Evapotranspiration réelle
FAO	: Food and Agricultural Organisation
HEC-HMS	: Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System
HTVA	: Hors Taxe à la Valeur Ajoutée
IP	: Indice de Profitabilité
MECIE	: Mise En Compatibilité des Investissements avec l'Environnement
MNT	: Modèle Numérique du Terrain
NNE	: Niveau Normal des Eaux
NPHE	: Niveau des Plus Hautes Eaux
NOAA	: National Oceanic and Atmospheric Administration
N	: Nord
S	: Sud
E	: Est
W	: Ouest
NE	: Nord-Est
NIHYCRI	: Normes malgaches de construction des Infrastructures Hydroagricoles contre les Crues et les Inondations
NW	: Nord-Ouest
ONG	: Organisme Non Gouvernementale
ORSTOM	: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PMP	: Pluie Maximale Possible
PN BVPI	: Programme Nationale Bassin Versant – Périmètre Irrigué
SE	: Sud-Est
SW	: Sud-Ouest

SBV	: Sous-bassin versant
SFR	: Station de Référence
SIG	: Système d'Information Géographique
SCS	: Soil Conservation Service
TRI	: Taux de Rentabilité Interne
TVAC	: Taxe à la Valeur Ajoutée Comprise
WGS	: World Geodesic System
VAN	: Valeur Actualisée Nette

*Rapport-gratuit.com*   
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

## LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : LOCALISATION GEOGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY .....	3
FIGURE 2 : ILLUSTRATION ENTRE BASSIN TOPOGRAPHIQUE ET BASSIN REEL.....	7
FIGURE 3 : COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY.....	8
FIGURE 4 : RECTANGLE EQUIVALENT .....	9
FIGURE 5 : PLAN DE SITUATION DES STATIONS PLUVIOMETRIQUES ET LIMNIGRAPHIQUE .....	35
FIGURE 6 : DIFFERENTES COURBES ETABLIES POUR LA VALIDATION DE LA COURBE DE TARAGE.....	36
FIGURE 7 : COURBE DE TARAGE VALIDEE POUR LA SAISON 2010-2011 .....	37
FIGURE 8 : DECOUPAGE DU BASSIN VERSANT EN 5 SOUS-BASSINS.....	50
FIGURE 9 : SCHEMA TOPOLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY.....	51
FIGURE 10 : LES METHODES DE FONCTIONS DE PRODUCTION ET TRANSFERT SUR HEC-HMS .....	51
FIGURE 11 : LES METHODES DE LAMINAGE DE CRUE SUR HEC-HMS .....	52
FIGURE 12 : LES MODELES METEOROLOGIQUES SUR HEC-HMS.....	53
FIGURE 13 : DONNEES DU CONTROLE DE SPECIFICATION SUR HEC-HMS.....	54
FIGURE 14 : LANCEMENT D'UNE SIMULATION SUR HEC-HMS.....	55
FIGURE 15 : COMPARAISON DES DEBITS OBSERVES ET SIMULES AVANT CALIBRAGE DU MODELE.....	55
FIGURE 16 : COMPARAISON DES DEBITS OBSERVES ET SIMULES APRES CALIBRAGE DU MODELE.....	56
FIGURE 17 : COMPARAISON DES DEBITS OBSERVES ET SIMULES APRES CALIBRAGE DU MODELE.....	57
FIGURE 18 : COURBE DE LA RELATION HAUTEUR-VOLUME DU SITE DE LA RETENUE.....	55
FIGURE 19 : ETATS DE SOLLICITATIONS DU BARRAGE .....	60
FIGURE 20 : LIGNE DE SATURATION DANS LE CORPS DU BARRAGE .....	64
FIGURE 21 : ETATS DE SOLLICITATION DU SEUIL DU DEVERSOIR .....	66
FIGURE 22 : PLAN DE MASSE DU BARRAGE DE RETENUE .....	71
FIGURE 23 : PROFIL ET DIMENSIONS DU BARRAGE DE RETENUE.....	72
FIGURE 24 : VUE EN PLAN DE L'EVACUATEUR DE CRUE.....	73
FIGURE 25 : PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE .....	74

## LISTE DES CARTES

CARTE 1: LOCALISATION DU SITE DE RETENUE D'AMBOROMENA.....	52
CARTE 2: MODELE NUMERIQUE DU TERRAIN DE LA ZONE DE RETENUE.....	54
CARTE 3: CONTOURS ALTIMETRIQUES DE LA ZONE DE RETENUE .....	54
CARTE 4: BATHYMETRIE DE LA RETENUE .....	57

## LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU N° 1 : POURCENTAGE DES SURFACES EN FONCTION DES COTES.....	8
TABLEAU N° 2 : RECAPITULATION DES CARACTERISTIQUES DU BV .....	10
TABLEAU N° 3 : VALEURS DE TC SELON LES DIFFERENTES FORMULES DE TC UTILISEES.....	11
TABLEAU N° 4 : VALEURS DE Cr SELON DE LA COUVERTURE DU SOL ET DE LA PENTE DU BV .....	12
TABLEAU N° 5 : PLUIES MOYENNES MENSUELLE ET ANNUELLE DU SITE.....	12
TABLEAU N° 6 : PARAMETRES RELATIFS A LA LOI DE GAUSS .....	13
TABLEAU N° 7 : PLUIES ANNUELLES DE DIFFERENTES FREQUENCES SELON LA LOI DE GAUSS.....	13
TABLEAU N° 8 : REPARTITION MENSUELLE DES PLUIES QUINQUENNALE ET DECENNALE .....	13
TABLEAU N° 9 : PARAMETRES RELATIFS A LA LOI DE GUMBEL .....	14
TABLEAU N° 10 : PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES DE DIFFERENTES FREQUENCES.....	14
TABLEAU N° 11 : TEMPERATURES MENSUELLES DU SITE .....	14
TABLEAU N° 12 : MOYENNE MENSUELLE DES VITESSES DU VENT DU SITE .....	14
TABLEAU N° 13 : HUMIDITE RELATIVE DU SITE .....	15
TABLEAU N° 14 : INSOLATION REELLE ET THEORIQUE .....	15
TABLEAU N° 15 : RECAPITULATION DES VALEURS DE L'ETP SELON LES FORMULES UTILISEES.....	16
TABLEAU N° 16 : BILAN HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY .....	17
TABLEAU N° 17 : RECAPITULATION GLOBALE DES MESURES DE PLUIES DE LA SAISON 2010-2011.	38
TABLEAU N° 18 : RECAPITULATION GLOBALE DES MESURES DE PLUIES DE LA SAISON 2011-2012.	38
TABLEAU N° 19 : RECAPITULATION GLOBALE DES PLUIES SUR LE BV .....	39
TABLEAU N° 20 : CRUES OBSERVEES SUR LE SITE .....	39
TABLEAU N° 21 : BILAN HYDROLOGIQUE DE LA CAMPAGNE DE MESURE 2010-2011 .....	40
TABLEAU N° 22 : BILAN HYDROLOGIQUE DE LA CAMPAGNE DE MESURE 2011-2012 .....	40
TABLEAU N° 23 : DONNEES HYDROLOGIQUES DES BV DE REFERENCE .....	42
TABLEAU N° 24 : DEBITS SPECIFIQUES A LA STATION BETSIBOKA A AMBODIROKA.....	43
TABLEAU N° 25 : APPORTS ANNUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES SELON LA METHODE SFR .....	44
TABLEAU N° 26 : APPORTS ANNUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES SELON LA METHODE CTGREF	44
TABLEAU N° 27 : APPORTS ANNUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES SELON LA METHODE GR2M ..	45
TABLEAU N° 28 : DEBITS DE CRUE SELON LA METHODE LOUIS DURET .....	46
TABLEAU N° 29 : DEBITS DE CRUE SELON LA METHODE ORSTOM .....	48
TABLEAU N° 30 : DEBITS DE CRUE SELON LA METHODE DU GRADEX.....	48
TABLEAU N° 31 : CARACTERISTIQUES DES SOUS-BASSINS D'AMBATOMAINTY .....	50
TABLEAU N° 32 : DONNEES DES SOUS BASSINS .....	52
TABLEAU N° 33 : DONNEES DES TRONÇONS.....	53
TABLEAU N° 34 : RECAPITULATION DES RESULTATS DE LA 1ERE SIMULATION.....	56

TABLEAU N° 35 : RECAPITULATION DES RESULTATS DE LA SIMULATION APRES AJUSTEMENT DES PARAMETRES .....	56
TABLEAU N° 36 : RECAPITULATION DES RESULTATS DE LA SIMULATION APRES AJUSTEMENT DES PARAMETRES .....	57
TABLEAU N° 37 : DEBITS DE CRUE DE DIFFERENTES FREQUENCES PAR HEC-HMS .....	57
TABLEAU N° 38 : RECAPITULATION DES APPORTS SELON LES DIFFERENTES MODELES UTILISES .....	58
TABLEAU N° 39 : APPORTS OBSERVES LORS DES CAMPAGNES DE MESURES .....	58
TABLEAU N° 40 : RECAPITULATION DES RESULTATS DES DIFFERENTES MODELES DE CRUE UTILISEES	59
TABLEAU N° 41 : PLUIE EFFICACE CALCULEE PAR CROPWAT .....	46
TABLEAU N° 42 : DIFFERENTS VALEURS DE Kc UTILISEES PAR CROPWAT .....	47
TABLEAU N° 43 : CALENDRIER CULTURAL A MAROVOAY .....	49
TABLEAU N° 44 : BESOIN EN EAU DE LA RIZICULTURE EN ANNEE QUINQUENNALE SECHE .....	49
TABLEAU N° 45 : CRUE DE PROJET ET DE SURETE .....	50
TABLEAU N° 46 : VOLUME ET SURFACE DU PLAN D'EAU POUR DIFFERENTES COTES DE LA RETENUE	55
TABLEAU N° 47 : DIMENSIONS HYDRAULIQUES DE L'AVANT-CANAL .....	59
TABLEAU N° 48 : COEFFICIENTS DE STABILITE DU SEUIL .....	66
TABLEAU N° 49 : DIMENSIONS ET GRANDEURS RELATIVES AU CHENAL D'ECOULEMENT .....	67
TABLEAU N° 50 : DIMENSIONS ET GRANDEURS RELATIVES AU COURSIER .....	68
TABLEAU N° 51 : TEMPS DE VIDANGE DE LA RETENUE.....	70
TABLEAU N° 52 : EVALUATIONS DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX PENDANT LA PHASE PREPARATOIRE .....	78
TABLEAU N° 53 : EVALUATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX PENDANT LA PHASE DE REALISATION .....	79
TABLEAU N° 54 : EVALUATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX PENDANT LA PHASE D'EXPLOITATION .....	80
TABLEAU N° 55 : MESURES D'ATTENUATIONS OU DE COMPENSATION DES IMPACTS NEGATIFS .....	82
TABLEAU N° 56 : SITUATION AVANT ET APRES PROJET .....	83
TABLEAU N° 57 : CHARGE D'EXPLOITATION EN ARIARY/HA.....	85
TABLEAU N° 58 : RECAPITULATION DES COUTS DES TRAVAUX EN ARIARY.....	86
TABLEAU N° 59 : CALCUL DU TRI.....	88

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : TEMPS DE CONCENTRATION, COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT, CURVE NUMBER ET BILAN HYDROLOGIQUE .....	4
ANNEXE 2 : AJUSTEMENT STATISTIQUE DES PLUVIOMETRIES MENSUELLES .....	11
ANNEXE 3 : AJUSTEMENT STATISTIQUE DES PLUVIOMETRIES MAXIMALES JOURNALIERE	15
ANNEXE 6 : INSOLATION .....	24
ANNEXE 7 : FACTEUR DE CORRECTION LAMBDA.....	25
ANNEXE 8 : RAYONNEMENT GLOBAL EXTRATERRESTRE .....	26
ANNEXE 9 : STOCKS EN FONCTION DU DEFICIT CUMULE .....	28
ANNEXE 10 : FONCTIONNEMENT DU MODELE PLUIE-DEBIT « GR2M » .....	29
ANNEXE 11 : FONCTIONNALITES GLOBAL DU LOGICIEL VERTICAL MAPPER .....	35
ANNEXE 12 : CALCUL DE LA REVANCHE DU BARRAGE .....	37
ANNEXE 13 : CALCUL DE STABILITE AU GLISSEMENT DE TALUS EN REMBLAI.....	39
ANNEXE 14 : DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR .....	44
ANNEXE 15 : DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE ET TESTE DE STABILITE DANS LE CAS DE DEPASSEMENT DE LA CRUE DE PROJET .....	48
ANNEXE 16 : CALCUL DE STABILITE DU SEUIL ET PROFIL DU SEUIL.....	53
ANNEXE 17 : CALCUL DE TEMPS DE VIDANGE DE LA RETENUE.....	56
ANNEXE 18 : CALCUL DE RENTABILITE DU PROJET .....	57
ANNEXE 19 : CONCEPTION ET COUT DE L'OUVRAGE DE RETENUE DIMENSIONNE SANS PRISE EN COMPTE DE NIHYCRI .....	59
ANNEXE 20 : IMAGE SATELLITE DE LA ZONE D'ETUDE .....	63

## AVANT – PROPOS

### 1. CONTEXTE ET OBJECTIF DU PROJET BVPI

Face aux effets limités des investissements engagés dans la réhabilitation des périmètres irrigués et compte tenu de la dégradation des versants, le Gouvernement Malagasy a décidé d'adopter une nouvelle approche visant une valorisation optimale des ressources naturelles tant sur le périmètre irrigué que sur les bassins versants qui le dominent. Cette approche est mise en œuvre à travers un programme intitulé Programme National Bassins Versants – Périmètres Irrigués (PN BVPI).

L'objectif du projet est d'augmenter de façon durable la production agricole des versants à haut potentiel de développement et les périmètres associés, par :

- La protection des ressources naturelles dans les BVPI ;
- L'augmentation de la production et la pérennisation des infrastructures hydroagricole ;
- La promotion du partenariat public-privé ;
- Une diversification des spéculations tournée vers le marché.

### 2. CADRAGE DE L'ETUDE

Le projet envisage de construire un barrage de retenue dans un site appelé Amboromena pour irriguer le secteur 8 du périmètre rizicole de Marovoay. L'étude comprendra deux phases :

- 1<sup>ère</sup> phase : Evaluation des ressources en eau du bassin versant drainé par la rivière Ambatomainty, principale source d'alimentation en eau du futur barrage.
- 2<sup>ème</sup> phase : Etude de faisabilité du projet de barrage de retenue.

---

## INTRODUCTION

Considéré depuis plusieurs décennies comme l'un des « greniers à riz » de Madagascar, le périmètre rizicole de Marovoay possède une grande potentialité en matière de ressources naturelles favorable à la production de riz : une grande, étendue de plaine cultivable, une ressource en eau en abondance (fleuve, rivière, lac) et un climat favorable à la culture de riz. Mais l'insuffisance, voire l'inexistence des ouvrages permettant une meilleure exploitation de ces ressources y est un grand handicap et une contrainte pour la production de riz de cette région.

En effet, une approche visant à une valorisation optimale des ressources en eau du périmètre irrigué et les bassins versants l'environnant s'avère être nécessaire et nous conduit à proposer le thème du mémoire intitulé : « EVALUATION DES RESSOURCES EN EAU DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY ET ETUDE DE FAISABILITE SELON NIHYCRI D'UN BARRAGE DE RETENUE POUR L'IRRIGATION DU SECTEUR 8 DU PERIMETRE HYDROAGRICOLE DE MAROVOAY, Commune rurale Anosimalainolona, District Marovoay, Région Boeny».

Le présent mémoire a alors pour objet l'évaluation des ressources en eau et l'étude de faisabilité d'un barrage de retenue en adoptant NIHYCRI.

Pour bien comprendre notre étude, nous l'avons divisé en quatre parties selon que :

- Dans la première partie, nous allons décrire globalement la rivière Ambatomainty et son bassin versant, en le situant géographiquement, en étudiant son relief, déterminer ses caractéristiques géomorphologiques et son climat ;
- En deuxième partie, nous allons établir une étude hydrologique du bassin versant par l'application des différentes modèles hydrologique pour l'estimation des apports et des débits de crue, et l'évaluation des besoins en eau du périmètre irrigué.
- Ensuite, la troisième partie sera consacrée sur l'étude de l'ouvrage de retenue, par l'évaluation de sa capacité, dimensionnement du barrage et de ses ouvrages annexes.
- Enfin, en quatrième partie, nous allons établir une étude d'impact environnemental, économique et financière du projet.

**PARTIE I**  
**ETUDE DE LA RIVIERE ET DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY**

## **Chapitre 1**

### **PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

#### **1.1. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE**

La zone qui fait l'objet de cette étude se trouve dans la commune rurale Anosimalainolona, district de Marovoay de la région Boeny. Elle correspond au bassin versant de la rivière Ambatomainty, situé en rive droite du fleuve Betsiboka près du delta de Mahajanga.

Le bassin versant s'étend sur une superficie de 46 [km<sup>2</sup>] et la longueur du plus long talweg est de l'ordre de 16 [km]. Les coordonnées moyennes données en système de coordonnées Laborde Madagascar sont : X = 418 000 [m] et Y = 1 092 000 [m].

La figure ci-dessous représente la localisation géographique du bassin versant en coordonnées Laborde Madagascar :

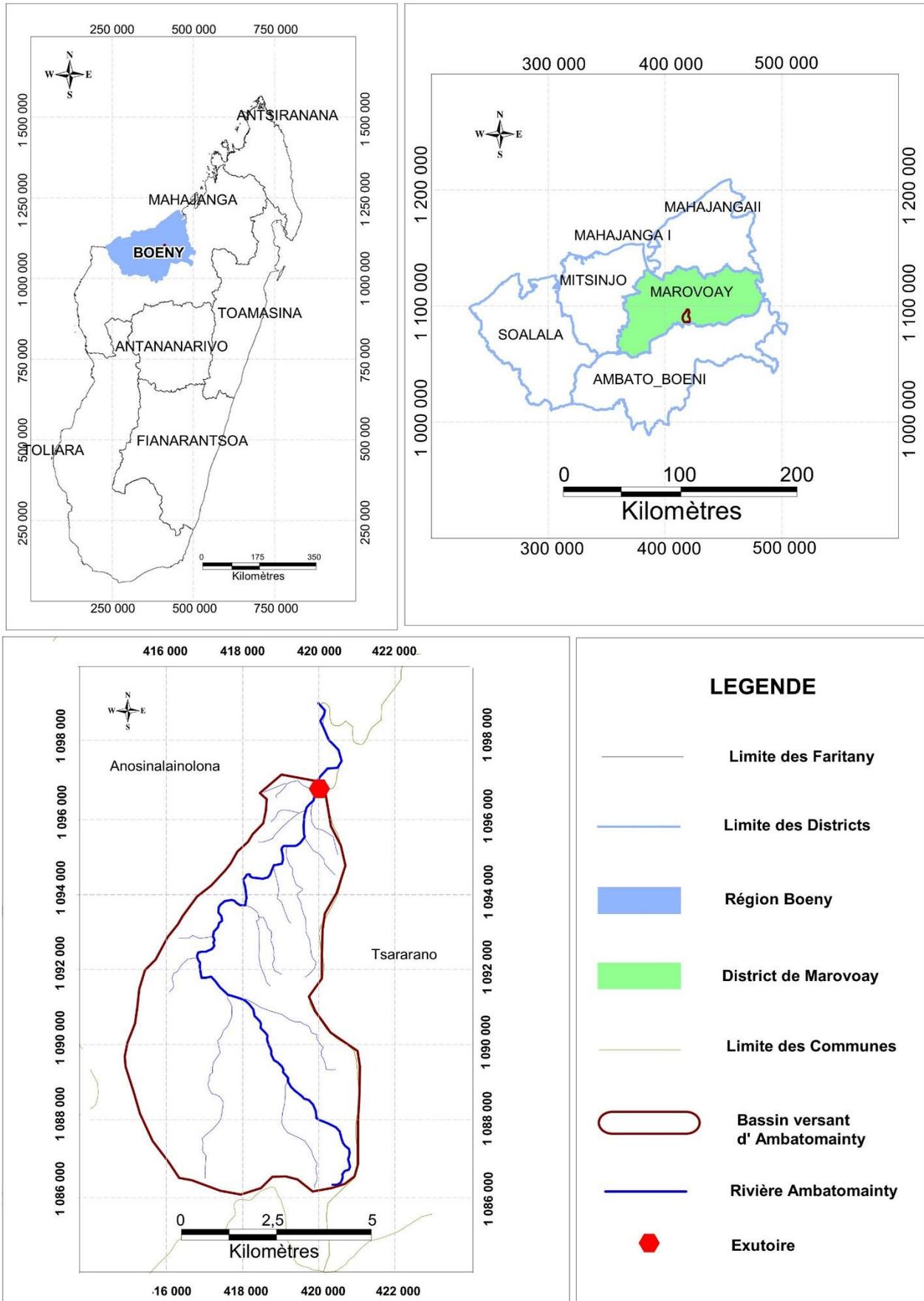


Figure 1 : Localisation géographique du bassin versant d'Ambatomainty

## 1.2 RELIEF, GEOMORPHOLOGIE ET PAYSAGE

Le relief joue un rôle important dans la différenciation des régions, et sa forme a une grande influence sur le régime hydrologique d'une rivière.

Le bassin d'étude se trouve dans une zone située au pied des Hautes-terres Malgache et ouverte sur le Canal de Mozambique. La configuration topographique de la région se calque sur la disposition en bandes concentriques des unités géologiques qui développent de vastes étendues planes à moins de 800 m d'altitude en moyenne.

Le bassin versant d'Ambatomainty est formé d'un relief plus ou moins régulier avec des collines en pente douce (variant entre 5 à 20 ‰) se terminant sur des vallons suivants le long de la rivière Ambatomainty.

## 1.3 GEOLOGIE

Le socle ancien est constitué de terrains cristallins et cristallophylliens formant des reliefs importants, tels que le massif du Tsaratanana (2 876 m), point culminant de Madagascar.

Les terrains sédimentaires forment, le long de la côte Nord-Ouest, une bande de largeur variable. En effet, en certains points, des bombements du socle ramènent les terrains cristallins au voisin du canal de Mozambique.

Cette couverture sédimentaire forme un système de cuesta dont la plus importante est celle des grès de l'Isalo qui, dans la région, porte le nom de chaîne de Galoka. La seconde et la troisième cuesta sont constituées par des calcaires jurassiques et des grès crétacés. Entre ces reliefs et la côte s'étendent les plaines alluviales de Madirovalo, d'Anjajia et de Marovoay, dont la largeur varie de 10 à 50 km.

Les formations sédimentaires ont été affectées par des intrusions éruptives post-liasiques représentées par des granites alcalins et des syénites néphéliniques.

Enfin, l'activité volcanique s'est développée depuis le Miocène jusqu'au Quaternaire récent, et se traduit par des projections et des coulées essentiellement de nature basaltique.

## 1.4 SOLS ET VEGETATIONS

### 1.4.1 SOLS

Conditionnés par leur emplacement topographique et les conséquences néfastes du régime hydrique, les sols de la région sont composés par 4 grands types différents, d'origine ferrugineux tropicaux :

- Les sols de « tanety » latéritiques, rouges avec texture argileuse et structure polyédrique. Ce type de sol domine en grande partie les districts de Kamdreho, Tsaratanana, Maevatanana et une petite partie sur Ambato-Boeni, Soalala, Mitsinjo, Marovoay et Mahajanga II.

- Les sols de colluvions de bas de la pente, se trouve presque partout dans la région sur les bas de collines de Tampoketsa et de Bongolava. Ils sont caractérisés par une texture sableuse et une structure particulière résultant de l'érosion.
- Les sols hydromorphes de bas-fonds ou de plaine, caractérisés par une texture sablo-limoneuse. Ce type de sol occupe en général les parties amont où commencent les mangroves à quelques kilomètres des embouchures des grands fleuves :
  - Mahavavy, dans le district de Mitsinjo et Soalala.
  - Betsiboka, dans Marovoay et Mahajanga II.
  - Mahajamba, dans Mahajanga.
- Les « baiboho », caractérisés par une texture limoneuse avec structure lamellaire, se trouvent sur les bourrelets de berge des grands fleuves dans les zones cultivables d'Ambato-Boeni, Marovoay, Soalala, Maevatanana et Mahajanga. Ce sont les sols les plus riches de la région.

#### **1.4.2 VEGETATIONS**

Les conditions naturelles de la province de Mahajanga contribuent à la diversification des formations végétales toutes aussi importantes les unes que les autres en matière de potentialités : les mangroves riches en bois de construction et de chauffage, les forêts denses sèches réputées pour ses essences nobles (palissandre, ébène, ...), forêts ombrophiles de la zone limitrophe, les savanes servant de pâturages naturels et les formations marécageuses productrices de fibres végétales pour les activités artisanales.

Les forêts que l'on peut encore rencontrer sont :

- Mariarano, dans le district de Mahajanga II.
- Belambo, Analamboraka, Analabe et Andraviravinavimahefa dans le district de Soalala.
- Ankarafantsika, partagé par Morovoay et Ambato-Boeni.
- labohazo, Analabe, Tsiombokibo et Ankiritra partagé par Marovoay et Mitsinjo.

### **1.5 MILIEU HUMAIN ET SOCIAL**

#### **1.5.1 EFFECTIF ET EVOLUTION**

La région Boeny abrite 671 631 habitants, soit 41,12 % de la population de la Province de Mahajanga et seulement 4,6 % de Madagascar. La plus forte concentration se trouve dans le district de Marovoay, avec 20,4 habitants au kilomètre carré (117 496 habitants sur une superficie 5 750 [km<sup>2</sup>]), qui s'explique par le fait que Marovoay comptent parmi la plus fine fleur de l'agriculture malgache grâce à leurs immenses richesses pédologiques et à des traditions de cultures intensives héritées de la colonisation. Par contre la plus faible concentration démographique se trouve à Kandreho avec seulement 1,8 habitant au kilomètre carré.

Par ailleurs, la région Boeny connaît un accroissement démographique annuel moyen de 3,1 % supérieur à la moyenne nationale de l'ordre de 2,8 %. Pour le district de Marovoay, le taux d'accroissement de la population est de l'ordre de 3,1 % aussi (Monographie de la Région de Mahajanga, UPDR Juin 2003).

### **1.5.2 COMPOSITION ET REPARTITION**

D'après le recensement, la région Boeny est dominée par les Sakalava qui en général représentent plus de 40 % de la population, ensuite vient les Merina (23 %), les Betsileo (13 %), les Antaisaka (10 %), les Antandroy (6 %), les Tsimihety (5 %) et 3 % composé par des ethnies différentes.

Concernant la répartition de la population, la région représente un fort taux de la population rurale avec 65,73 %, contre une population urbaine de l'ordre de 34,27 %.

Pour le district de Marovoay, on compte 77 274 de population en milieu rurale contre 20 810 en milieu urbain, soit un taux d'urbanisation de 21,30 %.

### **1.5.3 CARACTERISTIQUES DES MENAGES**

La taille des ménages est de 4,6 personnes en moyenne, pour la région Boeny, on a enregistré 121 485 chefs de ménage pour 533 772 populations résidentes. Pour le district de Marovoay, la taille des ménages est de l'ordre de 4,5 personnes soit 21 694 chefs de ménages pour 98 184 populations résidentes.

Par ailleurs, le niveau d'instruction de la population de la région est particulièrement bas. Plus de 2/3 des chefs de ménages ont été à l'école. Le taux le plus élevé c'est trouvé à Mahajanga ville (85,1 %) et Soalala représente le taux le moins élevé avec 41,20 %. Pour le district de Marovoay, le taux de scolarisation des chefs de ménages est de l'ordre de 57,70 %.

Enfin, l'une des qualités déterminant la caractéristique d'un ménage est l'activité du chef du ménage. Pour la région Boeny, la situation se rapproche du plein emploi avec un taux de chômage très faible, soit 1,30 %. A part le district de Mahajanga I, l'activité principale des chefs de ménages est vouée à l'agriculture, soit 30 % des chefs de ménages actifs. Pour le district de Marovoay, ce taux d'activité à l'agriculture occupe 74,60 % des chefs de ménages.

## Chapitre 2

# CARATERISTIQUES HYDROLOGIQUES DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY

### 2.1 CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES

Le bassin versant est l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. C'est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section : l'exutoire.

Selon la considération de la ligne de partages des eaux, on peut distinguer deux types de bassin versant :

- Le bassin versant topographique, considérant la ligne de crête ;
- Le bassin versant réel, considérant la ligne de partage des eaux souterraines.

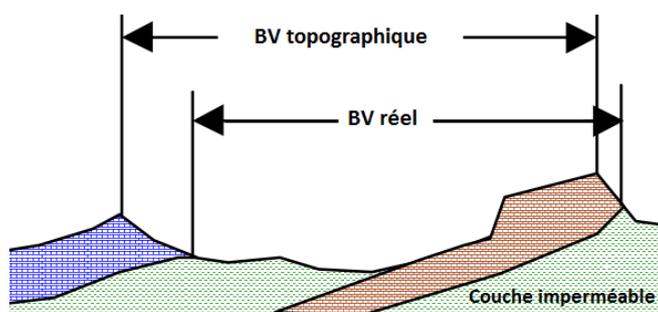


Figure 2 : Illustration entre bassin topographique et bassin réel

#### 2.1.2 SURFACE ET PERIMETRE

La surface ( $S$ ) d'un bassin versant est la portion du plan délimité par son contour ou périmètre ( $P$ ). Sa mesure peut se faire soit à l'aide d'une planimétrie, soit par la méthode des petits carrés, soit par l'utilisation d'un logiciel SIG (Système d'Information Géographique).

Dans notre cas, on a tracé à l'aide du logiciel MAPINFO PROFESSIONAL 8.0, un logiciel SIG, à partir d'une carte topographique de la rivière Ambatomainty, à l'échelle 1/100 000. La carte est scannée, calée en coordonnées Laborde, puis traitée.

#### 2.1.3 DRAIN PRINCIPAL

C'est le plus long cheminement hydraulique noté  $L_{riv}$ , obtenu en traçant sur la carte à l'aide du logiciel MAPINFO PROFESSIONAL 8.0.

#### 2.1.4 FORME DU BASSIN VERSANT

La forme du bassin versant a une influence sur l'allure de l'hydrogramme à son exutoire. L'indice de compacité de Gravelius (1914), noté  $K_G$ , permet de caractériser la forme du bassin versant. Elle

est définie comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (1)$$

Où :

$K_G$ , désigne l'indice de compacité de Gravelius [adimensionnel]

$P$ , désigne le périmètre du bassin versant [km]

$S$ , désigne la surface du bassin versant [km<sup>2</sup>]

Plus la valeur de  $K_G$  est proche de 1, plus la forme du bassin est arrondie, par contre si  $K_G$  est largement supérieur à 1, on a une forme allongée. Hydrologiquement, cela signifie que pour une même pluie, un bassin de forme allongée favorise de plus faibles débits de pointe de crue, ceci est dû à un cheminement important de l'eau à l'exutoire. Par contre, un bassin de forme arrondie présente un temps de concentration plus court et génère des débits de pointe plus forte.

Pour le BV Ambatomainty, après calcul, on a  $K_G = 1,28$ .

### 2.1.5 COURBE HYSOMETRIQUE

La courbe hypsométrique est la représentation de la surface du bassin versant, exprimée en pourcentage, en fonction de l'altitude. Elle donne un bon aperçu de la répartition altimétrique du bassin versant. Elle porte en abscisse le pourcentage de surface du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée (Figure 3).

Tableau n° 1 : Pourcentage des surfaces en fonction des côtes

Z [m]	20 - 25	25 - 50	50 - 75	75 - 100	100 - 125	125 - 150	150 - 156
S [%]	1,3	7,8	10,0	15,4	19,6	37,4	8,5

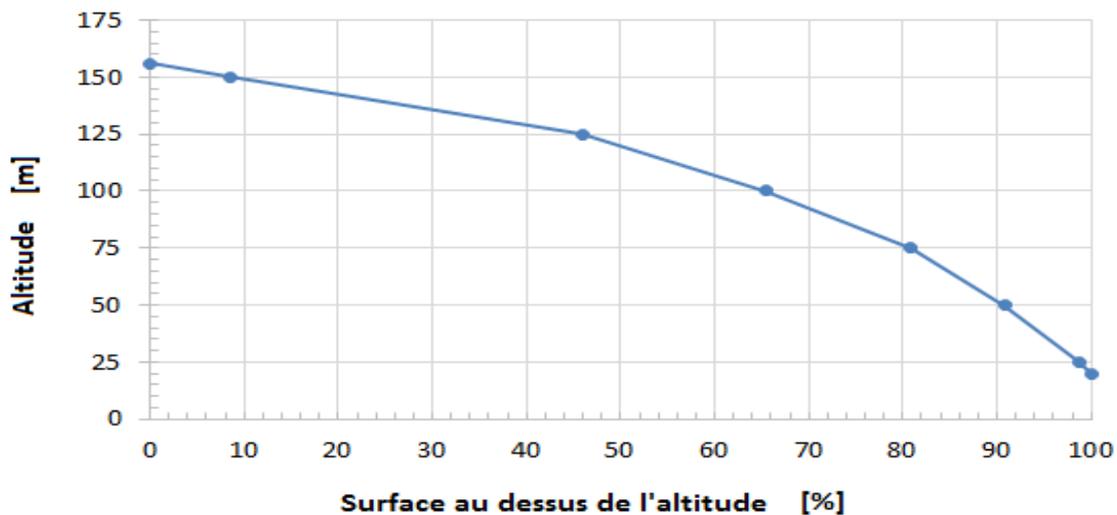


Figure 3 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'Ambatomainty

### 2.1.6 RECTANGLE EQUIVALENT

La notion du rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Il s'agit de transformer géométriquement le bassin en un rectangle de même périmètre et de même surface dont les dimensions peuvent être calculées à partir des relations suivantes :

$$L_{req} = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad (2)$$

$$l_{req} = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad (3)$$

Où :

$L_{req}$ , désigne la longueur du rectangle équivalent [km]

$l_{req}$ , désigne la largeur du rectangle équivalent [km]

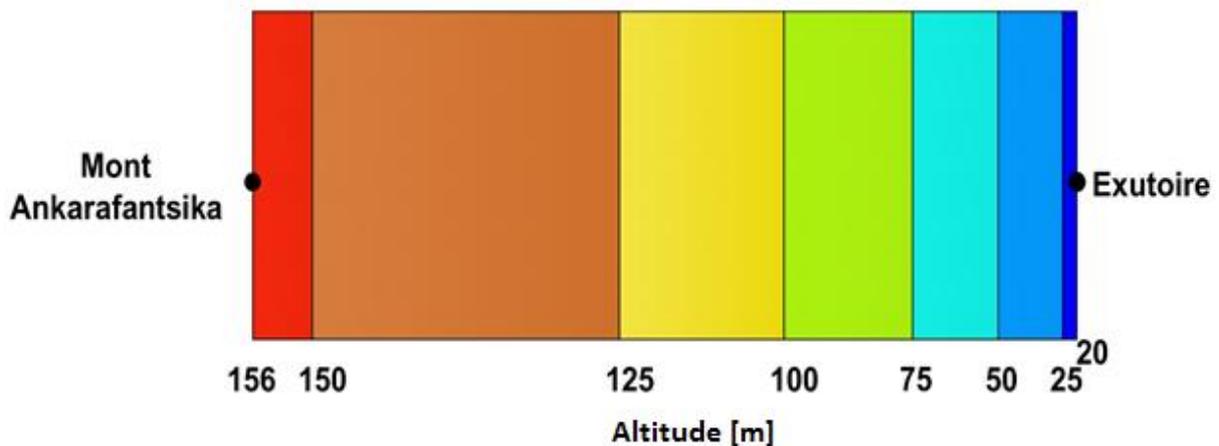


Figure 4 : Rectangle équivalent

### 2.1.7 PENTE DU BASSIN VERSANT

C'est une caractéristique topographique très importante qui conditionne directement deux facteurs du cycle de l'eau : le ruissellement et l'infiltration. Deux manières peuvent être utilisées pour calculer la pente d'un bassin versant, selon les données utilisées, soit :

- A partir des altitudes maximales et minimales, selon la formule de Louis Duret :

$$I = \frac{0,95(Z_{max} - Z_{min})}{L_{req}} \quad (4)$$

Où :

$I$ , désigne la pente moyenne du bassin versant [m/km]

$Z_{max}$ , désigne l'altitude maximale ou cote du point culminant du bassin versant [m]

$Z_{min}$ , désigne l'altitude au niveau de l'exutoire [m]

$L_{req}$ , désigne la longueur du rectangle équivalent [km]

- A partir des courbes hypsométriques, selon la relation suivante :

$$I = \frac{|Z_{5\%} - Z_{95\%}|}{L_{req}} \quad (5)$$

$|Z_{5\%} - Z_{95\%}|$  est la différence des altitudes respectivement à 5% et 95% de la surface du bassin versant.

### 2.1.8 INDICE DE PENTE

M. Roche a défini l'indice de pente en tenant compte de la totalité du relief du bassin versant :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_{req}}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i(d_{i-1} - d_i)} \quad (6)$$

Où :

$I_p$ , désigne l'indice de pente [adimensionnel]

$L_{req}$ , désigne la longueur du rectangle équivalent [m]

$S_i$ , désigne la surface comprise entre deux courbes de niveau voisines [m<sup>2</sup>]

$d_i$  et  $d_{i-1}$ , désignent les côtes des courbes de niveaux voisines [m]

Par ailleurs, une relation reliant la pente moyenne du bassin versant et l'indice de pente a été établit par Louis Duret, selon la relation suivante  $I = 1250 I_p^2$  (Louis Duret, Estimation des débits de crues à Madagascar).

Tableau n° 2 : Récapitulation des caractéristiques du BV

S [km <sup>2</sup> ]	P [km]	Lreq [km]	Lriv [km]	K <sub>G</sub>	Zmax [m]	Zmin [m]	I [m/km]	I <sub>p</sub>
46,00	31,00	11,53	16,00	1,28	156	20	10,60	0,09

## 2.2 TEMPS DE CONCENTRATION

C'est le temps, noté  $t_c$ , mis par la particule d'eau tombée au point le plus éloigné, hydrologiquement, de l'exutoire pour l'atteindre. Pratiquement, il peut être déduit d'une mesure sur terrain ou à l'aide des formules empiriques.

En tenant compte de la vitesse moyenne de l'écoulement de l'eau sur la surface du sol et de la longueur du rectangle équivalent, on peut exprimer  $t_c$  par la relation suivante :

$$t_c = \frac{L_{req}}{V_m} \quad (7)$$

En prenant  $L_{req} \equiv K_G \sqrt{S}$  et  $V_m = kI^c$ , où  $k$  est une constante faisant intervenir le rayon hydraulique et la rugosité superficielle du sol,  $I$  est la pente moyenne du bassin versant et  $c = 0,5$ , on a alors :

$$t_c = \frac{K_G}{k} \left(\frac{S}{I}\right)^{0,5} = C^{te} \left(\frac{S}{I}\right)^{0,5} \quad (8)$$

Il existe plusieurs formules empiriques permettant d'évaluer  $t_c$ , mais dans cette étude, nous allons utiliser les formules suivantes : VENTURA, PASSINI, KIRPICH, RICHARDS et SCS. (cf. Annexe 1)

Tableau n° 3 : Valeurs de  $t_c$  selon les différentes formules de  $t_c$  utilisées

Formule	VENTURA	PASSINI	KIRPICH	RICHARDS	SCS
$t_c$ (h)	8,35	9,42	3,30	3,28 (T <sub>10</sub> ) 3,09 (T <sub>25</sub> ) 2,97 (T <sub>50</sub> ) 2,86 (T <sub>100</sub> ) 2,64 (T <sub>350</sub> ) 2,52 (T <sub>450</sub> )	6,35

### 2.3 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Le coefficient de ruissellement, noté  $C_r$ , d'un bassin versant est le paramètre qui définit sa capacité de ruisseler. Défini comme le rapport entre la quantité de pluie ruisselée et la quantité de pluie tombée pendant un instant  $t$  d'une averse, son expression globale est de la forme :

$$C_r = \frac{I(t) - J(t)}{I(t)} = 1 - \frac{J(t)}{I(t)} \quad (9)$$

Où :

$C_r$ , désigne le coefficient de ruissellement [adimensionnel]

$I(t)$ , désigne la quantité de pluie tombée [mm]

$J(t)$ , désigne la quantité de pluie infiltrée [mm]

#### 2.3.1 DETERMINATION DE $C_r$ SELON LA NATURE DE LA COUVERTURE DU SOL

Cette méthode permet de déterminer le coefficient de ruissellement d'un bassin versant en tenant compte de la nature du sol, son état d'humectation initial, la couverture végétale, l'occupation du terrain et de la pente du bassin versant. Pour les bassins versants de surface inférieure à 400 ha,  $C_r$  peut être déterminé à partir du tableau suivant :

Tableau n° 4 : Valeurs de  $C_r$  selon de la couverture du sol et de la pente du BV

Nature de la couverture du sol	S = 0 à 10 ha				S = 10 à 400 ha			
	I < 5%	5 à 10%	10 à 30%	I > 30%	I < 5%	5 à 10%	10 à 30%	I > 30%
Plate-forme, chaussée, cours	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrain dénudé, végétation non couvrante, terrain déjà attaqué par l'érosion, labour frais	0,80	0,85	0,90	0,95	0,70	0,75	0,80	0,85
Culture couvrante, terrain de parcours, petite brousse clairsemée	0,75	0,80	0,85	0,90	0,52	0,60	0,72	0,80
Prairie, brousse dense, savane à sous-bois	0,70	0,75	0,80	0,85	0,30	0,36	0,42	0,50
Forêt ordinaire en futaie, sous-bois touffus	0,30	0,50	0,60	0,70	0,13	0,20	0,25	0,30
Grand forêt primaire	0,20	0,25	0,30	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25

(Source : Rapport sur une mission en Afrique Noire, mai-juin 1950, J.-L. BONNENFANT et R. PELTIER)

La valeur de  $C_r$  pour un bassin versant découpé en  $n$  zones homogènes est donnée par la relation suivante :

$$C_r = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (10)$$

Où :

$C_{ri}$ , désigne le coefficient de ruissellement relatif à l' $i^{\text{ème}}$  zone

$S_i$ , désigne la surface de l' $i^{\text{ème}}$  zone (ha)

Après calcul, pour le BV Ambatomainty, on a  $C_r = 0,36$  (cf. Annexe 1, Tableau A1)

### 2.3.2 DETERMINATION DE $C_r$ SELON LA METHODE DU SCS Curve Number

Cette méthode a été développée par le Service de conservation des sols (SCS) du ministère de l'Agriculture des Etats-Unis. Elle est basée sur les caractéristiques physiques et sur l'utilisation du sol. La méthode du CN s'adapte mieux pour les bassins versants ruraux ce pour cela qu'on choisit de l'appliquer dans notre étude.

Le coefficient adimensionnel « Curve Number (CN) » ou « numéro de courbe » exprime le potentiel de ruissellement d'un bassin versant, il varie entre 30 (fort taux d'infiltration) et 100 (plan d'eau).

Pour un bassin versant découpé en  $n$  zone homogène ou sous-bassin (SBV), le calcul de CN se fait en pondérant les valeurs de CN en fonction de chaque combinaison (type de sol, utilisation du sol et condition hydrologique).

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n CN_i . S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (11)$$

Pour le cas du BV Ambatomainty, nous avons découpé le bassin versant en 5 SBV selon la couverture du sol. Après calcul, on a trouvé CN= 39. (cf. Annexe 1, Tableau A3).

## **Chapitre 3**

### **CLIMATOLOGIE**

#### **3.1 DEFINITION**

Dans son sens le plus courant, « *le climat est l'ensemble des qualités de l'atmosphère d'un lieu sur une longue durée* ». Selon le Petit Larousse, « *le climat est l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérise l'état moyen de l'atmosphère et son évolution en un lieu donné* ».

Ainsi, ce qui forme et conditionne le climat d'un lieu (pays ou région) sont donc les paramètres atmosphériques qui sont généralement : la température de l'air, la précipitation, la durée d'insolation, la direction et la vitesse du vent.

Bien que le climat ait été toujours considéré comme un état constant et cyclique, maintenant il fait l'objet d'un changement dit « *changement climatique* », c'est-à-dire qu'il n'y a pratiquement plus de climat stable actuellement.

Par ailleurs, la climatologie s'intéresse sur l'analyse quantitative à plus long terme de la moyenne des paramètres requis au niveau d'une station météorologique. Mais ce qui nous intéresse et fait l'objet de notre étude sont :

- La pluviométrie ;
- La température de l'air ;
- La direction et la vitesse du vent ;
- L'humidité de l'air ;
- La durée d'insolation ;
- L'évaporation directe et l'évapotranspiration.

#### **3.2 PLUVIOMETRIE**

La pluviométrie est un facteur primordial pour la formation des crues. La pluviométrie de la zone d'étude se distingue par une longue saison pluvieuse s'étalant d'Octobre à Avril, dont 95 % de pluies est enregistré pendant cette période, et une saison sèche entre Mai à Septembre. La pluviométrie annuelle se situe entre 1 000 à 1 500 [mm].

Pour l'analyse des données pluviométriques, nous avons utilisé les données issues des stations météorologiques de Marovoay et de Tsaramandroso qui disposaient une série de 20 années d'observation de pluie mensuelle et de pluie maximale journalière. (cf. Annexe 2)

Le tableau suivant donne la pluviométrie moyenne mensuelle de site d'étude :

*Tableau n° 5 : Pluies moyennes mensuelle et annuelle du site*

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuel
P [mm]	415,3	353,3	213,2	48,4	8,9	0,9	1,1	0,9	1,4	12,6	89,7	253,6	1399,2

*(Source : Direction des Exploitations Météorologiques Ampasapito)*

**REMARQUE**

Selon l'Organisation Mondiale de la Météorologie, le calcul des valeurs normales des précipitations doit se faire sur une période de 30 ans, étant donné que l'évènement « précipitation » est très aléatoire et très variable d'une année à une autre, et que son régime paraît se stabiliser sur 30 années. Mais du fait qu'on ne dispose pas assez de données pluviométriques, dans notre analyse, nous allons utiliser les 20 échantillons dont on dispose. Cependant ce 20 années d'observations paraît un minimum acceptable (Jean Donné RASOLOFONIAINA, Formation dans le domaine de technique en matière de micro-périmètre irrigué (MPI), Février 2003).

**3.2.1 PLUVIOMETRIES ANNUELLES DE DIFFERENTES FREQUENCES**

Cette statistique est établie en calculant la moyenne de chaque mois. La somme des pluies moyennes mensuelles donne la moyenne annuelle. En général, on s'intéresse à la pluviométrie moyenne annuelle pour déterminer les pluies moyennes interannuelles de différentes fréquences (2, 5, 10, 20, 50, 100, 350, 450 ans), par leur ajustement, suivant des lois de distribution.

Pour les valeurs moyennes, selon différentes études, la loi de GAUSS s'avère la plus adaptée est donne le meilleur ajustement par rapport aux autres lois.

Les résultats de calcul, de l'ajustement statistique des pluies annuelles, sont consignés dans les tableaux ci-après :

Tableau n° 6 : Paramètres relatifs à la loi de GAUSS

Paramètres	$\bar{P}$ [mm]	$\sigma$ [mm]
Valeurs	1 399,2	232,2

Tableau n° 7 : Pluies annuelles de différentes fréquences selon la loi de GAUSS

Fréquence	P (annuelle, F) en mm	
	Année humide	Année sèche
1/5	1 594,3	1 204,2
1/10	1 696,5	1 102,0
1/20	1 780,1	1 018,4
1/50	1 875,3	923,1
1/100	1 940,4	858,1

Tableau n° 8 : Répartition mensuelle des pluies quinquennale et décennale

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
$P_m$ [mm]	415,3	353,3	213,2	48,4	8,9	0,9	1,1	0,9	1,4	12,6	89,7	253,6
%	29,7	25,2	15,2	3,5	0,6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,9	6,4	18,1
$P_{5S}$ [mm]	357,4	304,0	183,5	41,7	7,6	0,8	1,0	0,7	1,2	10,8	77,2	218,2
$P_{5H}$ [mm]	473,2	402,6	243,0	55,1	10,1	1,0	1,3	1,0	1,6	14,3	102,2	288,9
$P_{10S}$ [mm]	327,1	278,2	167,9	38,1	7,0	0,7	0,9	0,7	1,1	9,9	70,6	199,7
$P_{10H}$ [mm]	503,5	428,4	258,5	58,7	10,8	1,1	1,4	1,0	1,7	15,3	108,8	307,4

### 3.2.2 PLUVIOMETRIES MAXIMALES JOURNALIERES DE DIFFERENTES FREQUENCES

Les relevés pluviométriques journaliers permettent de noter la précipitation la plus forte pour chaque année. Les pluies maximales journalières de différentes fréquences seront obtenues par ajustement statistique suivant la loi de GUMBEL. Les résultats de calcul sont consignés dans les tableaux ci-après :

Tableau n° 9 : Paramètres relatifs à la loi de GUMBEL

Paramètres	$\bar{P}$ [mm]	$\sigma$ [mm]	$a$ [mm <sup>-1</sup> ]	$P_0$ [mm]
Valeurs	122,5	51,5	92,7	40,2

Tableau n° 10 : Pluies maximales journalières de différentes fréquences

Fréquence	$P_{\max, 24h}$ en [mm]
1/5	159,7
1/10	189,9
1/20	228,1
1/50	256,4
1/100	284,5
1/350	335,1
1/450	345,2

### 3.2 TEMPERATURE

La région du Boeny est caractérisée par une température moyenne annuelle de 25°C où la chaleur est une constante sur la région. Les données disponibles de la température sont celles relevées à la station de Marovoay.

Tableau n° 11 : Températures mensuelles du site

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
$T_{\max}$ [°C]	32,9	33,0	33,5	33,9	33,7	32,4	32,4	33,1	34,6	36,4	36,3	34,9
$T_{\min}$ [°C]	22,6	22,7	22,5	21,5	19,3	17,1	16,4	17,2	18,1	20,8	22,4	22,6
$T_{\text{moy}}$ [°C]	27,8	27,8	28,0	27,7	26,5	24,8	24,4	25,2	26,4	28,6	29,3	28,8

(Source : Direction des Exploitations Météorologiques Ampasapito)

### 3.3 VENT ET CYCLONE

Le vent est modéré toute l'année (20 à 30 km/h dans 85% des cas), avec une dominance de l'Alizé du Sud-Est d'Avril à Septembre. Le vent de Mousson ou « Talio » venant du Nord-ouest d'Octobre à Mars, et le « Varatraza » qui souffle en Août-Septembre est un vent desséchant et peut avoir une influence néfaste sur la floraison du riz. A ces vents s'ajoutent des vents locaux : le « Kosy », l'« Avaraka » et le « Mantsaly », qui sont de moindre importance quant à leur durée et leur force. Les données disponibles, concernant le vent, sont ceux de la station de Mahajanga AERO.

Tableau n° 12 : Moyenne mensuelle des vitesses du vent du site

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Direction	NE/NW	NE/NW	E/NW	E/NW	SE	SE	E/N	E/NW	E/NW	E/NW	E/NW	E/NW
V [km/h]	12	11	10	9	9	11	13	14	16	15	16	12
V [km/j]	288	264	240	216	216	264	312	336	384	360	384	288

(Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby)

Généralement, la région Boeny n'est pas une zone cyclonique. La plupart des cyclones qui touchent Madagascar viennent de l'Océan Indien. Il arrive sur la région Boeny déjà affaibli par la traversée de l'île, apportent de fortes précipitations, mais ne sont plus accompagnés de vents violents dévastateurs. Cependant, des destructions considérables peuvent être occasionnées par des cyclones qui se forment dans le canal de Mozambique, tel est le cas de Cynthia en 1991, ou qui reprennent vigueur au contact de la mer, cas de Kamisy en 1984 qui a traversé l'île d'Est en Ouest, est passé sur les Comores avant de revenir sur Mahajanga.

Des données de cyclones passées au BV Ambatomainty, pour ces trois dernières années sont mentionnées en Annexe 4.

### 3.4 HUMIDITE RELATIVE

L'humidité relative participe directement dans le processus des pertes par évaporation des eaux de surface. Les valeurs intéressantes sont celles des moyennes mensuelles relevées à une station de mesure à 6h, 12h et 18h. Pour le bassin d'Ambatomainty, nous avons utilisé les données recueillies à la station de Marovoay (cf. Annexe 5).

Tableau n° 13 : Humidité relative du site

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
HR [%]	78	80	77	72	68	63	61	58	54	54	64	70

(Source : Direction des Exploitations de la Météorologie Ampasapito)

### 3.5 INSOLATION

L'insolation représente la durée du jour sans nuage. A part la nébulosité, elle dépend de la position du soleil, de la latitude et du jour de l'année. Elle est exprimée en nombre d'heure et le rayonnement favorise l'évaporation.

Pour le bassin versant d'Ambatomainty, les données relatives à l'insolation mensuelle sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau n° 14 : Insolation réelle et théorique

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
n [h]	7,78	7,75	6,55	6,46	6,43	6,43	6,47	6,40	6,35	5,95	5,92	7,07
N [h]	13,00	12,60	12,20	11,80	11,40	11,20	11,24	11,58	12,00	12,48	12,86	13,06
n/N	0,60	0,62	0,54	0,55	0,56	0,57	0,58	0,55	0,53	0,48	0,46	0,54

Où :

*n*, désigne la durée d'insolation réelle mesurée sur le site [h]

*N*, désigne la durée d'insolation maximale théorique en fonction de la latitude et de la période de l'année [h]

*n/N*, désigne l'insolation relative

### 3.6 EVAPOTRANSPIRATION

L'évapotranspiration réelle (ETR) est la quantité réelle d'eau évaporée ou transpirée par le sol, les végétaux et les surfaces d'eau libres d'un bassin versant (*J.P. Laborde, Eléments d'Hydrologie de surface, Edition 2009*).

L'évapotranspiration potentielle (ETP), est obtenue quand l'humidité est à son point de rétention et quand la plante atteint son activité biologique maximum. Elle dépend de plusieurs facteurs, et peut être considérée comme une grandeur climatique déterminée par l'énergie de radiation disponible pour la vaporisation de l'eau et la vitesse de transfert de la vapeur de la surface évaporant dans l'atmosphère.

Pour estimer l'ETP, il existe plusieurs formules dont certains sont très simples que d'autres sont très complexes. Les résultats de calcul de l'ETP selon les différentes formules utilisées sont présentés dans le tableau ci-après (les détails de calcul sont donnés en Annexe 1) :

Tableau n° 15 : Récapitulation des valeurs de l'ETP selon les formules utilisées

Formule	ETP (mm/an)
THORNTHWAITE	1056
BLANEY-CRIDDLE	2055
TURC	1573
PENMAN-MONTEITH	1995

On constate que la valeur de l'ETP obtenue par la formule de BLANEY-CRIDDLE semble être surestimée, alors que celle de THORNTHWAITE donne la valeur la plus basse. Pour l'application au BV Ambatomainty, nous allons prendre le résultat obtenu à partir de la formule de PENMAN-MONTEITH.

### 3.7 BILAN HYDROLOGIQUE DU BV AMBATOMAINTY

Les principaux paramètres mis en jeu sont :

- L'évapotranspiration réelle (ETR), qui est la quantité d'eau perdue par une végétation en condition réelle, c'est à dire en condition physiologique et approvisionnement en eau variable.
- La reconstitution de l'humidité de la zone d'échange.
- L'infiltration qui traverse la zone de transfert pour atteindre la nappe.
- Le ruissellement de surface, qui est la partie de la pluie qui s'écoule à la surface du sol suivant la pente du terrain.

### 3.7.1 EXPRESSION DU BILAN

L'équation du bilan hydrologique est donnée par la relation suivante :

$$P = ETR + R + I \pm \Delta S \quad (12)$$

Où :

*P*, désigne la précipitation pour une période considérée en [mm]

*I*, désigne l'infiltration dans le sol en [mm]

*R*, désigne le ruissellement de surface en [mm]

*E*, désigne l'évapotranspiration en [mm]

$\Delta S$ , désigne la variation de stock en [mm]

Après mis en œuvre de la méthode, le résultat du bilan hydrologique pour le bassin versant d'étude est présenté dans le tableau ci-après (les détails de calcul sont donnés en Annexe 1) :

Tableau n° 16 : Bilan hydrologique du bassin versant d'Ambatomainty

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
P [mm]	415	353	213	48	9	1	1	1	1	13	90	254	1 399
ETP [mm]	165	158	144	139	131	134	147	170	208	216	203	182	1 995
P-ETP	251	196	70	-91	-123	-133	-146	-169	-206	-203	-113	72	-595
Déficit cumulé				91	213	346	492	661	867	1070	1183		
Stock	100	100	100	39	11	3	1	1	1	1	1	100	
$\Delta S$	0	0	0	-61	-28	-8	-2	0	0	0	0	99	-99
ETR [mm]	165	158	144	109	37	9	3	1	1	13	90	182	911
Excédent [mm]	251	196	70									73	589

### 3.7.2 CONCLUSION

Les résultats montrent que le bassin versant d'Ambatomainty est une région hydrologiquement déficitaire, du fait que : la précipitation moyenne annuelle est de 1 399 [mm], tandis que l'évapotranspiration est de l'ordre 1 995 [mm] pour l'ETP et de 911 [mm] pour l'ETR. Le bilan hydrologique met en évidence que théoriquement, il n'y a pas de réalimentation directe des eaux souterraines à partir des eaux de précipitation.

En outre, la zone d'étude a un climat tropical sec, chaud pendant 7 mois et 5 mois de saison pluvieuse. Théoriquement, selon le résultat ci-dessus, la variation de stock est négative (-99 mm), c'est-à-dire qu'il n'y a pas de réserve d'eau souterraine dans le bassin versant.

## **PARTIE II**

### **ETUDE HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY EN VUE DE L'ESTIMATION DES DEBITS FREQUENTIELS**

## **Chapitre 4**

### **PROJET D'ETUDE ET DE SUIVI CLIMATO-HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY**

#### **4.1 METHODOLOGIE D'ETUDE ET DE SUIVI**

##### **4.1.1 APPROCHE HYDROLOGIQUE**

L'objectif est de déterminer la relation niveau-débit de la rivière, afin d'estimer les ressources en eau disponibles pour l'alimentation d'un barrage de retenue projeté sur le site d'Amboromena, par la mise en place d'une station hydrométrique au droit de la rivière Ambatomainty.

##### **4.1.1.1 Description du site d'implantation de la station hydrométrique**

Le site d'implantation a un rôle primordial pour la qualité des mesures, et son choix doit répondre à certains critères. Pour le cas de la rivière d'étude :

- Le site est facile d'accès et à quelques mètres à proximité d'un radier, le radier d'Ambatomainty, jouant le rôle d'un déversoir.
- La section est stable au niveau du radier et sur les 100 [m] en amont, la pente du fond est acceptable de l'ordre de 5 ‰ permettant un bon contrôle hydraulique pour la modélisation de l'écoulement et les séries de jaugeage à effectuer lors des fortes crues.
- L'entonnement de tous les débits de la rivière se trouve au droit du site et le risque de contournement est improbable.
- La présence de rocher sur la berge rive droite de la rivière a permis un scellement aisé du support de la station et une sécurité absolue de l'appareil contre les transports de cailloux en cas de forte crues.
- La présence de mouille permettait de garder la mise en charge du support sous l'eau, et a permis un calage aisé de l'échelle limnimétrique et du thalimède.

##### **4.1.1.2 Description des matériels et principes des mesures**

Les matériels utilisés lors des campagnes de mesures effectuées sur le site sont :

- Une échelle limnimétrique permettant une lecture directe de la variation du niveau de la rivière, surtout lors des événements pluvieux.
- Un limnigraphe, caractérisé par un Codeur enregistreur thalimède à commande par flotteur N° série 183306 calé à la même côte que l'échelle limnimétrique. Les données sont enregistrées tous les 30 minutes.
- Un flotteur, pour effectuer des jaugeages de la rivière. Ces jaugeages sont répartis en périodes des basses eaux et des hautes eaux. Des jaugeages des crues exceptionnelles sont aussi effectués et des jaugeages en cas de besoin.

#### **4.1.2 APPROCHE CLIMATOLOGIQUE**

L'étude climatologique est axée sur la prise des données et conditions météorologiques du site. En se référant à l'objectif général de l'étude, les données à mesurer concernent : la pluviométrie et l'évaporation directe.

Répondant aux critères exigés pour avoir une bonne qualité de mesure, le site est bien dégagé et à proximité immédiat de l'observateur.

Les appareils utilisés sont des appareils normalisés, tels que :

- Des pluviomètres Associations, au nombre de deux, installées sur deux endroits différents : poste de Bemanary et poste de Madiromibata.
- Compte tenu de la petite taille du bassin et de la rapidité des crues, un pluviographe a été aussi installé.
- Un bac d'évaporation Colorado est mis en place et installé à côté d'un pluviomètre (Madiromibata). Les relevées des données sont effectuées 3 fois par jour (à 6 heures du matin, midi et à 17 heures de l'après-midi).

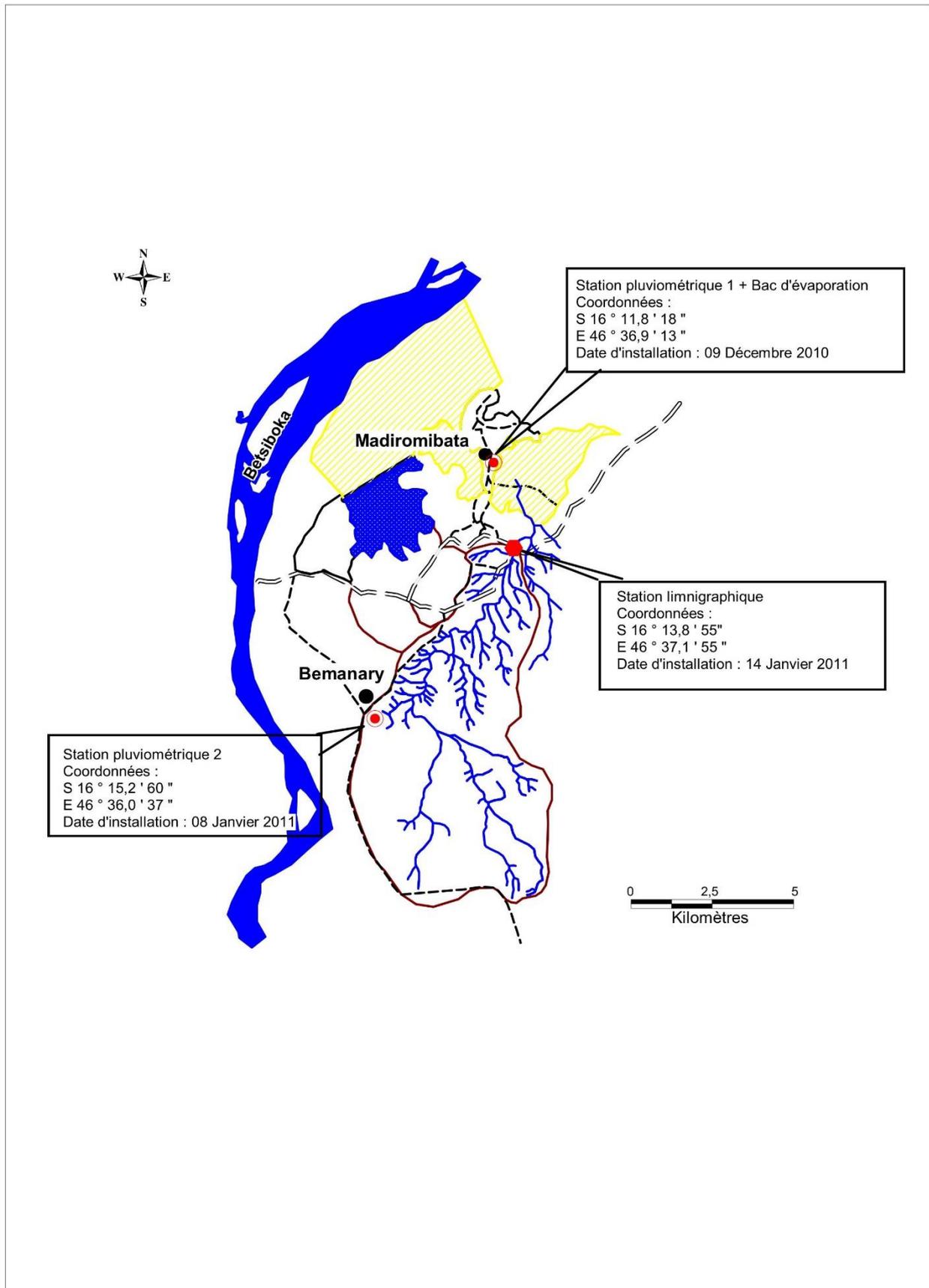


Figure 5 : Plan de situation des stations pluviométriques et limnigraphique

## 4.2 ANALYSE DES DONNEES

Les données obtenues de ces mesures feront l'objet d'une analyse afin d'obtenir les résultats suivants :

- Etablissement de la courbe de tarage de la station hydrométrique ;
- Estimation des débits journaliers et mensuels de la rivière ;
- Estimation de la pluviométrie moyenne du bassin versant ;
- Crues enregistrées pendant les périodes de mesures ;
- Bilan hydrologique à l'échelle mensuel des campagnes 2010-2011 et 2011-2012.

### 4.2.1 ETABLISSEMENT DE LA COURBE DE TARAGE

Afin de valider au mieux la courbe de tarage, on a utilisé les trois courbes obtenues à partir des méthodes suivantes :

- Courbe établie avec les données de jaugeage (courbe en rouge) ;
- Courbe établie à partir de la loi de déversoir au niveau du radier qui se trouve en aval immédiat de la station hydrométrique (courbe en bleu) ;
- Courbe obtenue à partir de la modélisation hydraulique de l'écoulement à l'aide du logiciel HEC RAS (courbe en noir).

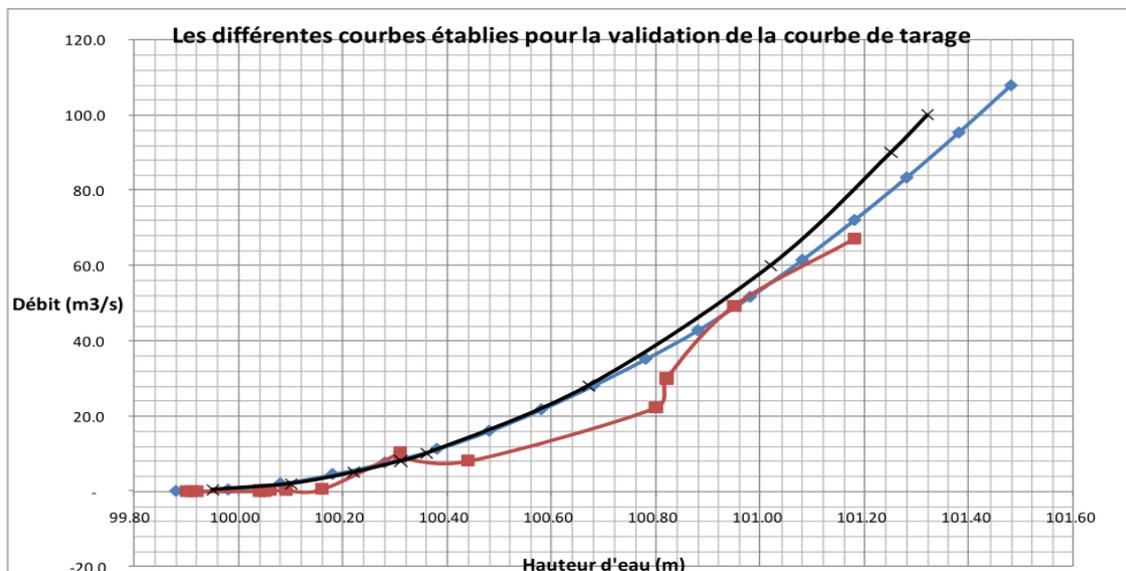


Figure 6 : Différentes courbes établies pour la validation de la courbe de tarage

On constate que pendant la période de basses eaux, le débit estimé par les méthodes théoriques (loi de déversoir et modélisation hydraulique) est nettement plus fort que le débit jaugé pour une même hauteur d'eau donnée.

En effet, on retiendra alors la courbe établie sur les données de jaugeage jusqu'au débit de 67 [m<sup>3</sup>/s], le débit maximum jaugé. Pour les débits plus importants (au-delà de 67 [m<sup>3</sup>/s]) on utilisera les courbes calculées avec les méthodes théoriques. Toutefois, pour les forts débits, les trois courbes ont tendance à se rapprocher l'une de l'autre.

La courbe de tarage ainsi validée est représentée dans la figure ci-après :

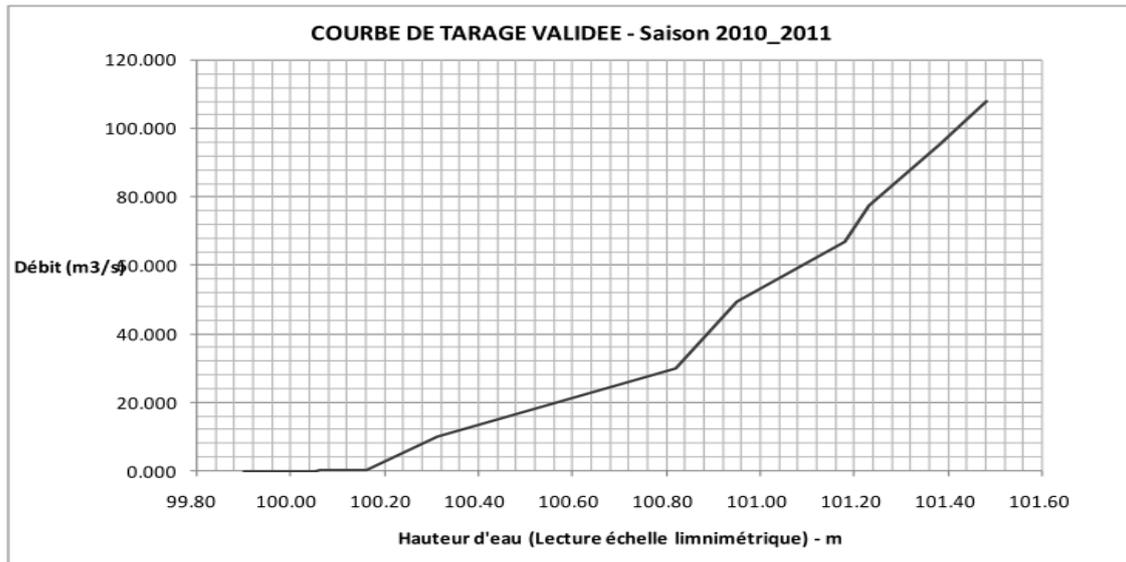


Figure 7 : Courbe de tarage validée pour la saison 2010-2011

#### 4.2.2 DEBITS JOURNALIERS ET MENSUELS A LA STATION HYDROMETRIQUE

L'analyse des données obtenues de la station hydrométrique d'Ambatomainty pour les campagnes de mesures varient selon les périodes de mise en œuvre de la station.

Pour la campagne 2010-2011, elle porte sur la période du 15 Janvier au 14 Mai 2011 sachant que les débits avant la date du 15 Janvier n'ont pas pu être mesurés, de même pour la période après le 14 Mai.

Pour la campagne de 2011-2012, la période de mesure est plus large que celle de l'année précédente, à partir du 01 Novembre 2011 au 30 juin 2012. Les débits avant le 01 Novembre sont presque négligeables. Pour la période après le 30 Juin, le tarissement de la rivière va jusqu'à la fin du mois d'Août et ces valeurs sont aussi négligées.

Les débits journaliers sont obtenus par transformation des hauteurs d'eau enregistrées à la station thalimède par l'intermédiaire de la courbe de tarage établie précédemment. Les débits mensuels sont les moyens des débits journaliers pour chaque mois considéré, qui sont consignés dans les Tableaux A12 et A13 de l'Annexe 4.

#### 4.2.3 PLUIES ET EVAPORATIONS DIRECTES

##### 4.2.3.1 Saison des pluies 2010-2011

Bien que les mesures n'aient commencées qu'en début du mois de Décembre, aucune pluie significative n'a eu lieu au mois d'Octobre et Novembre 2010, ceci est dû au retard de l'installation de la saison des pluies dans la zone d'étude, qui a été aussi valable sur la majeure partie de l'Ile.

Les pluies de la deuxième décennie du mois de Février sont caractérisées par des pluies cycloniques (passage du cyclone Bingiza du 11 au 18 Février 2011). Les pluies maximales de 24 heures sont respectivement de 103 [mm] et 100 [mm] pour les stations de Bemanary et Madiromibata.

Les mois de Mai et Juin sont presque secs, il est donc possible de dire que les résultats de mesure sont représentatifs pour la saison 2010-2011.

Une récapitulation des résultats des mesures sur les deux stations pluviométriques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau n° 17 : Récapitulation globale des mesures de pluies de la saison 2010-2011

Station	Bemany	Madiromibata
Pluviométrie totale [mm]	1 263	1 477
Nombre de jours de pluie	66	60
Pluie maximale de 24 heures [mm]	103 (27 Janvier 2011)	100 (15 Février 2011)

#### 4.2.3.2 Saison des pluies 2011-2012

Pour la saison de pluie 2011-2012, les mesures ont commencés en début du mois de Novembre 2011, et ont été arrêtées le 12 Juin 2012. La prolongation de la durée de la campagne de mesure est due à la fin tardive de la saison des pluies pour cette année.

La saison des pluies 2011-2012 a été marquée par l'abondance des pluies durant le mois d'Avril pour, respectivement, un cumul de 295 [mm] (contre 111 [mm] en 2011) et 577 [mm] (contre 60 [mm] en 2011) pour les stations de Bemany et Madiromibata. Les pluies maximales de 24 heures sont : 88 [mm] à Bemany et 92 [mm] à Madiromibata. Ces pluies sont engendrées par le passage du cyclone Chanda.

Une récapitulation des résultats des mesures sur les deux stations pluviométriques sont aussi consignées dans le tableau suivant :

Tableau n° 18 : Récapitulation globale des mesures de pluies de la saison 2011-2012

Station	Bemany	Madiromibata
Pluviométrie totale (mm)	1 485	1 956
Nombre de jours de pluie (jour)	81	71
Pluie maximale de 24 heures (mm)	88 (08 Janvier 2012)	92 (08 Janvier 2012)

#### 4.2.3.3 Pluviométrie du bassin versant d'étude

Pour estimer les pluies moyennes sur le bassin versant d'étude, nous proposons d'utiliser des coefficients de pondération pour chaque pluviomètre, en fonction de sa distance par rapport au centre du bassin versant.

En effet, le poste de Bamanary étant plus proche du centre du bassin (à 2,9 [km]), un coefficient de 0,76 y est alors affecté. Par contre un coefficient moins important est affecté au poste de Madiromibata (à 9,1 [km]), de l'ordre de 0,24. Les pluies sur le BV se calculent alors de la manière suivante :

$$P_{BV} = 0,76 P_B + 0,24 P_M \quad (13)$$

Où :

$P_{BV}$ , désigne la pluviométrie moyenne sur le bassin versant en [mm]

$P_B$ , désigne la pluviométrie enregistrée à la station de Bemanary en [mm]

$P_M$ , désigne la pluviométrie enregistrée à la station de Madiromibata en [mm]

Une récapitulation globale de la pluviométrie sur le bassin versant, pour les campagnes de mesures, est donnée dans le tableau suivant :

Tableau n° 19 : Récapitulation globale des pluies sur le BV

Saison	2010-2011	2011-2012
Pluviométrie totale [mm]	1 315	1 599
Nombre de jours de pluie [jour]	66	81
Pluie maximale de 24 heures [mm]	102 [27 Janvier 2011]	89 [08 Janvier 2012]

#### 4.2.3.4. Evaporation directe

A part les mesures effectuées pendant la saison de pluie, il a été jugé nécessaire de poursuivre les mesures pendant la saison sèche afin d'obtenir les valeurs maximales d'évaporation directe.

On a donc à notre disposition une campagne de mesure complète d'une année hydrologique telle que :

- La valeur minimale d'évaporation enregistrée est localisée au mois de Janvier, de l'ordre de 110 [mm].
- La valeur maximale est localisée au mois d'Octobre, de l'ordre de 198 [mm].

#### 4.2.4. DONNEES DES CRUES OBSERVEES LORS DE LA PERIODE D'ETUDE

Les crues sont instantanées, du fait que le temps de réponse du bassin versant est très court, et violent. Chaque épisode de pluie est représenté par un hydrogramme de crue bien localisée.

Les données de crues relevées pendant les campagnes de mesures sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau n° 20 : Crues observées sur le site

Date	$Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /s]	$P_{max\ 24H}$ [mm]
11 à 18 Février 2011	64	89
6 à 13 Janvier 2012	61	89
11 à 13 Avril 2012	90	84

#### 4.2.5. BILAN HYDROLOGIQUE DU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY LORS DE LA PERIODE D'ETUDE

Généralement le bilan hydrologique consiste à établir le budget entre les entrées et les sorties en eau d'une unité hydrologique, notamment le bassin versant, pendant une période de temps donné (année hydrologique).

A partir des données relevées, les principales caractéristiques qui nous intéressent pour le bassin versant d'Ambatomainty sont :

- Le débit moyen mensuel  $Q_m$  à la station hydrométrique ;
- Le débit spécifique  $q$  ;

- Le volume écoulé mensuel  $V_e$  sur le BV et au droit du point de dérivation vers le site d'Amboromena.
- La lame d'eau ruisselée sur le BV, notée LR. Il s'agit de la répartition du volume écoulé sur la surface totale du BV :

$$LR = \frac{V}{S} \quad (14)$$

- La pluviométrie mensuelle du site, notée P ;
- Le déficit D, égal à la différence de la pluie tombée par la lame d'eau ruisselée :

$$D = P - LR \quad (15)$$

- Le coefficient de ruissellement apparent mensuel, notée  $C_r$ , selon la relation suivante :

$$C_r = \frac{LR}{P} \quad (16)$$

Notons que la superficie du bassin versant contrôlée par la station hydrométrique d'Ambatomainty est de 46 [km<sup>2</sup>] tandis que la superficie au droit du point de dérivation vers le site d'Amboromena est de l'ordre de 36 [km<sup>2</sup>]. En effet, le volume d'eau dérivable ( $V_d$ ) au droit de ce point sera donc calculé sur la base du volume total d'eau ruisselé sur le BV affecté par un coefficient de réduction de 0,79.

Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux ci-après :

Tableau n° 21 : Bilan hydrologique de la campagne de mesure 2010-2011

Mois	$Q_m$ [m <sup>3</sup> /s]	$q$ [m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> ]	$V_e$ [m <sup>3</sup> ]	$V_d$ [m <sup>3</sup> ]	LR [mm]	P [mm]	D [mm]	$C_r$
Décembre	-	-	-	-	-	5	-	-
Janvier	2,92	0,06	7 568 640,00	5 979 226,00	165,30	410,60	245,30	0,40
Février	4,56	0,10	11 031 552,00	8 714 926,00	240,90	544,70	303,80	0,44
Mars	2,22	0,05	5 946 048,00	4 697 378,00	129,80	276,10	146,30	0,47
Avril	0,71	0,02	1 840 320,00	1 453 853,00	40,20	78,00	37,80	0,52
Mai	0,14	0,00	362 880,00	286 675,00	7,90	-	-	-
Moyenne annuelle	2,11	0,05	26 749 440,00	21 132 058,00	584,00	1314,30	725,30	0,45

Tableau n° 22 : Bilan hydrologique de la campagne de mesure 2011-2012

Mois	$Q_m$ [m <sup>3</sup> /s]	$q$ [m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> ]	$V_e$ [m <sup>3</sup> ]	$V_d$ [m <sup>3</sup> ]	LR [mm]	P [mm]	D [mm]	$C_r$
Novembre	0,01	0,00	25 920,00	20 477,00	0,60	38,00	37,43	0,01
Décembre	0,22	0,00	589 248,00	465 506,00	12,87	158,00	145,13	0,08
Janvier	1,63	0,04	4,224 960,00	3 337 718,00	92,25	509,62	417,37	0,18
Février	1,40	0,03	3 386 880,00	2 675 635,00	73,95	258,82	184,87	0,30
Mars	1,39	0,03	3 722 976,00	2 941 151,00	81,29	263,80	182,60	0,31
Avril	2,21	0,05	5 728 320,00	4 525 373,00	125,10	363,00	238,00	0,34
Mai	0,20	0,00	518 400,00	409 536,00	11,30	-	-	-
Juin	0,10	0,00	259 200,00	204 768,00	5,70	-	-	-
Moyenne annuelle	1,37	0,03	18 455 904,00	14 580 164,00	403,00	1 591,30	1 188,30	0,25

## 4.2.6 INTERPRETATION DES RESULTATS

### 4.2.6.1 Pluviométrie

Concernant la pluviométrie, on remarque un retard de l'installation de la saison des pluies, pour la saison 2010-2011, avec une première pluie tombée au mois de Décembre au lieu d'Octobre ou Novembre selon la répartition de la pluviométrie de la région. On constate aussi qu'à partir du mois de Mai, aucune précipitation significative n'a été observée.

Par contre la saison 2011-2012 est marquée par une bonne installation de la saison pluvieuse. Les premières pluies sont tombées le mois de Novembre répartis sur les trois décades du mois. La pluviométrie du mois d'Avril est encore très importante et largement supérieure à ceux enregistrées pendant le mois de Février et le mois de Mars. Comme l'année précédente, à partir du mois de Mai aucune précipitation significative n'a été observée et le débit de la rivière est presque nul.

Les cumuls des précipitations pour chaque saison, 2010-2011 et 2011-2012, sont respectivement de l'ordre de 1 314 [mm] et 1 591 [mm]. Bien que pour la saison 2010-2011, le cumul des précipitations est légèrement inférieur. Or, ces valeurs sont proche d'une année normale en se référant aux moyennes interannuelles enregistrées au niveau des bassins versants de référence situés aux alentours du site, et au regard de l'ordre de grandeur régional : 1 780 [mm] à Isinko, 1 600 [mm] à Ankaboka et 1 500 [mm] à Ambodiroka.

Les pluies mensuelles maximales enregistrées sont :

- 545 [mm], enregistrée le Février 2011, pour la saison 2010-2011.
- 510 [mm], enregistrée le Janvier 2012, pour la saison 2011-2012.

Caractérisées par le passage du cyclone Bingiza en 2011, et le cyclone Chanda en 2012, on peut dire que la répartition mensuelle des pluies sur le bassin versant d'Ambatomainty est influée par le passage des cyclones dans la région.

### 4.2.6.2 Evaporation directe

Pour l'évaporation directe, les valeurs à retenir sont : 1 924 [mm] et 1 832 [mm], respectivement pour les saisons 2010-2011 et 2011-2012.

### 4.2.6.3 lame d'eau écoulée et coefficient de ruissèlement

Etant donné que la lame d'eau est une valeur dérivée du débit, ces deux paramètres auraient le même caractère d'évolution et sont fonction du coefficient de ruissèlement.

Les lames d'eau écoulées sont respectivement de 588 [mm] et 403 [mm] pour les saisons 2010-2011 et 2011-2012, avec des coefficients de ruissèlement respectivement de 0,45 et 0,25. Les déficits sont respectivement de l'ordre de 725 [mm] et 1 188 [mm] pour les saisons 2010-2011 et 2011-2012.

Ces valeurs sont proches de ceux observées sur les BV de références les plus proches du site, selon le tableau suivant :

Tableau n° 23 : Données hydrologiques des BV de référence

Bassin versant	LR [mm]	Cr
Isinko	1 130	0,63
Ankaboka	752	0,52
Ambodiroka	550	0,34

#### 4.2.6.4 Débit

Les débits moyens annuels enregistrés pendant les deux campagnes de mesures sont respectivement 2,11 [m<sup>3</sup>/s] et 1,39 [m<sup>3</sup>/s] pour les saisons 2010-2011 et 2011-2012.

Les apports hydrologiques au niveau de la station hydrométrique sont de l'ordre de 26,7 millions de [m<sup>3</sup>] pour la saison 2010-2011 et de l'ordre de 18,5 millions de [m<sup>3</sup>] celle de 2011-2012. Ramené au point de dérivation vers le site d'Amboromena, ces volumes sont respectivement : 21,1 millions de [m<sup>3</sup>] et 14,6 millions de [m<sup>3</sup>].

### 4.3. POURSUITE DES MESURES

Du fait que le BV d'Ambatomainty se trouve à proximité d'un périmètre de grande importance, une poursuite des mesures s'avère indispensable. Pour cela une formation de bureau puis de terrain devrait être dispensée par l'ingénieur hydrologue et technicien hydrologue aux personnels de la DRDR (partenaire local) et aux observateurs locaux, qui se chargeront des relevés des mesures et en assurer la compilation et l'analyse après collecte.

En outre, les matériels de mesures seront laissés en place.

## Chapitre 5

### APPLICATION DES DIFFERENTES MODELES HYDROLOGIQUES POUR L'ESTIMATION DES APPORTS ET DES CRUES

#### 5.1 ESTIMATION DES APPORTS

L'estimation des apports a pour but de déterminer le débit disponible « à tout instant » dans le lit de la rivière.

En l'absence de mesure de débits suffisants, on fait recours aux modèles de transformations pluies-débits tels que :

- La méthode de station de référence ;
- La méthode empirique de CTGREF ;
- Le modèle de transformation pluie-débit « GR2M ».

Les deux premières méthodes sont d'usage courantes à Madagascar, tandis que le modèle GR2M c'est la première fois qu'on l'utilise.

##### 5.1.1 METHODE DE STATION DE REFERENCE

La méthode de station de référence est basée sur l'exploitation des valeurs observées sur les stations hydrométriques se trouvant dans la zone d'étude ou les plus proches de la zone.

La station hydrométrique la plus proche de la zone d'étude à considérer est celle de Betsiboka à Ambodiroka, dont les débits spécifiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n° 24 : Débits spécifiques à la station Betsiboka à Ambodiroka

Periode de retour [an]	Année sèche		Médiane	Année humide	
	10	5		5	10
q [l/s/km <sup>2</sup> ]	18,1	19,8	23,8	28,9	32,0

(Source : Fleuve et Rivières de Madagascar)

Les apports annuels au niveau de l'exutoire d'étude sont obtenus en multiplication les apports observés au niveau de la station de référence par la superficie du BV d'étude selon la relation suivante :

$$Q_F = q \cdot S \quad (17)$$

Où :

$Q_F$ , désigne les apports annuels de fréquence  $F$  en [l/s]

$q$ , désigne le débit spécifique de la station de référence en [l/s]

$S$ , désigne la superficie du bassin versant en [km<sup>2</sup>]

Tableau n° 25 : Apports annuels de différentes fréquences selon la méthode SFR

Periode de retour [an]	Année sèche		Médiane	Année humide	
	10	5		5	10
Q [l/s]	833	911	1 095	1 329	1 472
Volume [m <sup>3</sup> /an]	26 256 874	28 722 989	34 525 613	41 923 958	46 923 958

### 5.1.2 METHODE DE CTGREF

C'est la seule méthode empirique préconisée pour l'estimation des apports. La méthode à pour expression :

$$Q_F = \frac{S}{31,5} \left(\frac{P_F}{B}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Z_{moy}}{100}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (18)$$

Où :

$Q_F$ , désigne les apports annuels de fréquence  $F$  en [l/s]

$P_F$ , désigne la pluie annuelle de même fréquence  $F$  en [mm]

$S$ , désigne la superficie du bassin versant en [km<sup>2</sup>]

$Z_m$ , désigne l'altitude moyenne du bassin versant en [m]

$B$ , désigne le paramètre régionalisé, pour Betsiboka à Ambodiroka  $B = 46$  (Cours Aménagement hydroagricole 4<sup>ème</sup> année, 2010)

Tableau n° 26 : Apports annuels de différentes fréquences selon la méthode CTGREF

Periode de retour [an]	Année sèche		Médiane	Année humide	
	10	5		5	10
Q [l/s]	277	321	413	513	569
Volume [m <sup>3</sup> /an]	8 743 510	10 136 179	13 018 352	16 181 899	17 947 172

### 5.1.3 MODELE DE TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT MENSUEL « GR2M »

Le modèle GR2M est un modèle à pas de temps mensuel, faisant partie des modèles conceptuels globaux mis au point par le CEMAGREF. Le modèle ne nécessite pas une description fine du bassin versant. Les variables d'entrées sont limitées aux séries de pluies mensuelles, d'évapotranspirations et des débits pour le calage. Le modèle utilise en sortie des séries de débits mensuels.

La version utilisée, ici, pour une application au BV d'Ambatomainty, est celle présentée par Mouelhi (2003) et Mouelhi et al (2006). Elle se présente sous forme d'une feuille de calcul Excel, la « Feuille GR2M ». Une description détaillée du logiciel, et la mise en œuvre du modèle est donnée en Annexe 10.

Après mise en œuvre du modèle, les données de sortie feront encore l'objet d'un ajustement statistique, selon la loi de GAUSS, pour avoir les débits de différentes fréquences.

Tableau n° 27 : Apports annuels de différentes fréquences selon la méthode GR2M

Période de retour [an]	Année sèche		Médiane	Année humide	
	10	5	2	5	10
Q [l/s]	281	356	478	641	715
Volume [m³/an]	8 864 990	11 217 822	15 069 784	20 201 362	22 554 193

## 5.2. ESTIMATION DES DEBITS DES CRUES

Pour l'estimation des débits de crue de différentes fréquences, on va utiliser en premier lieu les modèles hydrologiques dites « classiques » tels que :

- Méthode LOUIS DURET
- Méthode SOGREAH
- Méthode ORSTOM
- Méthode du GRADEX

Ensuite on utilisera un des modèles récemment utilisé, surtout à Madagascar : la modélisation hydrologique simplifiée du SCS, par la mise en œuvre du logiciel HEC-HMS 3.5.

Les débits de crues calculés sont ceux correspondant à la période de retour de 10, 25, 50, 100, 350 et 450 ans au niveau de l'exutoire du bassin d'étude.

### 5.2.1 METHODE DE LOUIS DURET

La relation globale du modèle est de la forme :

$$Q_F = k \cdot S^\alpha \cdot I^\beta \cdot K^\gamma \cdot H(24, F) \cdot \left(1 - \frac{h}{H(24, F)}\right)^\delta \quad (19)$$

Où :

$Q_F$ , désigne le débit de fréquence  $F$  en [ $m^3/s$ ]

$S$ , désigne la superficie du bassin versant en [ $km^2$ ]

$I$ , désigne la pente moyenne du BV en [ $m/km$ ]

$H(24, F)$ , désigne la pluie maximale de 24 heures de fréquence  $F$  en [ $mm$ ]

$K$ , désigne le coefficient de forme du BV, sans dimension

$k, \alpha, \beta, \gamma, \delta$  et  $h$ , sont des constantes à définir en fonction du débit observé

En effet, connaissant la pluviométrie maximale journalière d'un bassin versant donnée, on peut calculer les crues de différentes fréquences pour les cas suivants :

- Pour les bassins supérieurs à 150 [ $km^2$ ] :

$$Q_F = 0,025 S^{0,8} \cdot I^{0,32} \cdot H(24, F) \left(1 - \frac{36}{H(24, F)}\right)^2 \quad (20)$$

- Pour les bassins inférieurs à 5 [ $km^2$ ] :

$$Q_F = 0,278 S (0,22 \cdot H(24, F) + 56) \left(1 - \frac{36}{H(24, F)}\right)^2 \quad (21)$$

- Pour les bassins compris entre 5 et 150 [ $km^2$ ] on utilise une loi intermédiaire calée sur les valeurs estimées pour 5 [ $km^2$ ] et pour 150 [ $km^2$ ], définie selon la relation suivante :

$$Q_F = F(I) \cdot Q'_F \quad (22)$$

Où :

$Q_F$ , désigne le débit de fréquence  $F$  en  $[m^3/s]$

$Q'_F$ , désigne le débit maximum correspondant aux valeurs de  $S$  et  $H$  (24) en  $[m^3/s]$

$F(I)$ , désigne un coefficient variable selon la pente du BV appelé « fonction de pente »

### **APPLICATION AU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY**

Pour le cas d'Ambatomainty, la superficie du bassin versant est de l'ordre de 46  $[km^2]$ , c'est-à-dire que l'estimation des crues se fera en adoptant la relation (18) ci-dessus, et en suivant les étapes suivantes :

- Connaissant la pente du BV, on peut déduire la fonction de pente  $F(I)$  à l'aide de l'Abaque 2 (cf. Louis DURET, Estimation des débits de crues à Madagascar) ;
- Connaissant la superficie  $S$  et la pluie  $H$  (24,  $F$ ), on déduit les valeurs de  $Q'_F$  pour différentes fréquences à l'aide de l'Abaque 3 (cf. Louis DURET, Estimation des débits de crues à Madagascar) ;
- Estimation de  $Q_F$  relatif à la fréquence désiré, en faisant le produit de  $F(I)$  et  $Q'_F$ .

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau n° 28 : Débits de crue selon la méthode LOUIS DURET

F	H (24, F) [mm]	I [m/km]	F (I)	Q' [m³/s]	Q [m³/s]
1/10	190	11,21	1,14	210	239
1/25	228			260	296
1/50	256			310	353
1/100	284			340	388
1/350	335			400	456
1/450	345			420	479

#### **5.2.2 METHODE SOGREAH**

$$Q_F = 11 \cdot S^{0,8} \quad (23)$$

Où :

$Q_F$ , désigne le débit de fréquence  $F$  en  $[m^3/s]$

$S$ , désigne la surface du BV en  $[km^2]$

Le seul paramètre mise en jeu est la surface du BV. Le débit de crue correspondant au BV Ambatomainty est  $Q = 234 [m^3/s]$ .

#### **5.2.3 METHODE ORSTOM**

Appelée aussi sous le nom de Méthode RODIER AUVRAY, cette méthode est utilisée pour les bassins versants de superficie inférieure à 200  $[km^2]$ , tirée de la publication de l'ORSTOM « Estimation des débits de crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200  $km^2$  en Afrique Occidentale, Juillet 1965 ».

L'hypothèse de base admise est que la crue décennale est engendrée par une averse décennale. Le calcul du débit de crue maximale décennale suit les étapes suivantes :

- On estime la hauteur (H) de l'averse décennale, sans prendre en compte de son intensité. Puis on calcule le volume total ( $V_p$ ) de la précipitation sur le bassin versant en multipliant la hauteur déterminée précédemment par un coefficient d'abattement ( $\alpha$ ) qui tient compte de l'homogénéité spatiale de l'averse et de la superficie du bassin versant considérée. On a ainsi :

$$V_p = \alpha \cdot H \cdot S \quad (24)$$

- On détermine la valeur du coefficient de ruissellement ( $K_R$ ) à partir des caractéristiques topographiques, végétales et géologiques du sol. Le volume d'eau effectivement ruisselé ( $V_r$ ) sur le bassin versant est égal au produit de  $V_p$  par le coefficient de ruissellement :

$$V_r = K_R \cdot V_p \quad (25)$$

- Le débit moyen (M) de ruissellement, pour la crue décennale, pendant un temps égal au temps de base est :

$$M = \frac{K_R \cdot V_p}{T_B} \quad (26)$$

- Le débit de pointe ( $Q_{max}$ ) de la crue décennale est égal au produit du débit moyen (M) par un coefficient (K) déterminé expérimentalement, on a alors :

$$Q_{max} = K \cdot M \quad (27)$$

#### **APPLICATION AU BASSIN VERSANT D'AMBATOMAINTY**

Selon ses caractéristiques physiques, le bassin versant d'Ambatomainty est classé parmi les bassins assez perméables de **classe P<sub>4</sub>**. La pente est assez forte, dont la pente longitudinale est comprise entre 1 % et 2 % et la pente transversale supérieure à 2 %, de **classe R<sub>4</sub>**.

Concernant son régime climatique, le bassin versant d'Ambatomainty fait partie des bassins tropicaux et bassins tropicaux de transition.

On a alors :

- La précipitation journalière décennale est de l'ordre de 190 [mm] donnant ainsi un coefficient d'abattement  $\alpha = 0,62$ .
- Le coefficient de ruissellement est de l'ordre de 0,36.
- Le temps de base de l'hydrogramme de crue est de 14 heures.
- Le temps de monté de la crue est de 2heures et 30 minutes.

Les résultats de calcul sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau n° 29 : Débits de crue selon la méthode ORSTOM

F	V <sub>r</sub> [m <sup>3</sup> ]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1/10	2 018 500	123
1/25	2 424 284	148
1/50	2 725 318	167
1/100	3 024 130	185
1/350	3 561 808	218
1/450	3 669 498	224

#### 5.2.4 METHODE DU GRADEX

La méthode du « gradex » est due, à la fin des années 1960, par PIERRE GUILLOT et DANIEL DUBAND (Guillot & Duband 1967) de la Division Technique Générale de l'EDF. Cette méthode est très simple et s'adapte mieux pour l'évaluation des crues de fréquences rares et très rare. La méthode se fonde principalement sur les trois observations suivantes :

En admettant que la période de retour pour laquelle on observe la saturation du sol est T = 10 ans, les débits de pointe de crue des différentes fréquences peuvent être estimés à partir de la relation suivante :

$$Q_F = Q_{10} + G_q \cdot \ln \frac{T}{10} \quad (28)$$

Où :

$Q_F$ , désigne le débit de fréquence F en [m<sup>3</sup>/s]

$Q_{10}$ , désigne le débit de crue décennale en [m<sup>3</sup>/s]

$G_q$ , désigne le gradex des débits en [m<sup>3</sup>/s]

T, désigne la période de retour correspondant à la fréquence F en [ans]

Le débit décennal  $Q_{10}$  est estimé indépendamment, et il est préférable que ce débit soit estimé à partir des observations sur le terrain mais du fait que l'on ne dispose pas de série de débit du BV Ambatomainity, nous allons considérer  $Q_{10}$  calculé à partir de la méthode ORSTOM précédente.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau n° 30 : Débits de crue selon la méthode du GRADEX

F	Valeurs de Q en [m <sup>3</sup> /s] selon les différentes formules de t <sub>c</sub>			
	VENTURA	PASSINI	KIRPICH	RICHARDS
1/10	123	123	123	123
1/25	183	176	269	280
1/50	227	216	377	408
1/100	272	255	484	544
1/350	351	325	676	823
1/450	367	339	715	907

### **5.2.5 MODELISATION HYDROLOGIQUE SIMPLIFIEE DU SCS : mise en oeuvre du modèle HEC HMS 3.5**

Cette méthode consiste à définir un évènement pluvieux de projet et de procéder à la transformation de cet évènement en écoulement (transformation pluie-débit).

L'application de cette méthode est faite à l'aide du système de modélisation hydrologique (Hydrological Modeling System) développé par le Hydrologic Engineering Center de l'US Army Corps of Engineers : le logiciel HEC-HMS.

#### **5.2.5.1 Description générale du logiciel HEC-HMS 3.5**

Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) ou système de modélisation hydrologique version 3.5 a été développé par le groupe de chercheur de l'Hydrologic Engineering Center des United States Army Corps of Engineers (USACE).

Le modèle HEC-HMS est issu de la combinaison des modèles HEC-1 (HEC, 1989), HEC-1F (HEC, 1989), PRECIP (HEC, 1989) et HEC-IFC (HEC, 1992). La première version fut la version 1.0, ensuite la version 2.0

Progressivement, des améliorations ont été apportées au modèle comme l'utilisation d'un nouveau langage de programmation « Java » qui se traduit par la naissance de la version 3.0 avec une interface très innovatrice et des fonctionnalités plus améliorées.

Le modèle hydrologique HEC-HMS est un modèle déterministe appliqué principalement pour la simulation d'un évènement pluvieux donné, et s'adapte mieux pour la modélisation des crues.

HEC-HMS est un modèle global qui permet de subdiviser un bassin versant en plusieurs parties, appelé sous-bassin, qui sont considérées comme ayant chacune des caractéristiques homogènes.

La version la plus récente date de Août 2010, le HEC-HMS 3.5, et c'est le modèle que l'on va utiliser dans cette étude. HEC-HMS est le modèle le plus utilisé aux Etats-Unis, alors qu'à Madagascar c'est maintenant qu'on commence à l'utiliser.

Généralement, la modélisation hydrologique avec HEC-HMS fonctionne autour des 3 modèles suivants :

- Modèle de Bassin ;
- Modèle Météorologique ;
- Contrôle des Spécifications.

Les principales étapes de la simulation sont respectivement :

- Démarrage d'un nouveau modèle ;
- Définition du modèle de bassin ;
- Entrées des données météorologiques ;
- Définition du modèle de précipitations ;
- Spécification de contrôle de la simulation ;
- Création et exécution d'une simulation ;
- Visualisation des résultats.

**5.2.5.2 Modèle de bassin**

En général, la modélisation hydrologique suit le protocole suivant : l'utilisateur ou le programme informatique définit des paramètres en leur attribuant des valeurs, qui eux même définissent des propriétés du bassin versant. On est dans la phase « statique » de la modélisation.

Il s'agit donc de la définition des outils qui vont servir à modifier les entrées, et par lesquels celles-ci vont passer, afin de fournir en sortie la variable qui fait l'objet de l'étude. Avec HEC-HMS, le bassin versant sera reproduit de façon à mettre en évidence les différents éléments constituant le bassin et le réseau hydrographique en élaborant un schéma topologique de ce dernier.

**a) Découpage en sous-bassin versants**

Du fait que le bassin versant d'étude est de taille assez petite, nous n'avons pas pu utiliser le modèle numérique de terrain, SRTM 90, que nous disposions. On est donc contraint de découper le BV et de tracer le schéma topologique du bassin versant manuellement. Afin de modéliser la réponse en débit du bassin versant, il est nécessaire de procéder à un découpage en sous-bassin. Ainsi nous avons découpé en 5 sous-bassins versant selon la figure suivante :

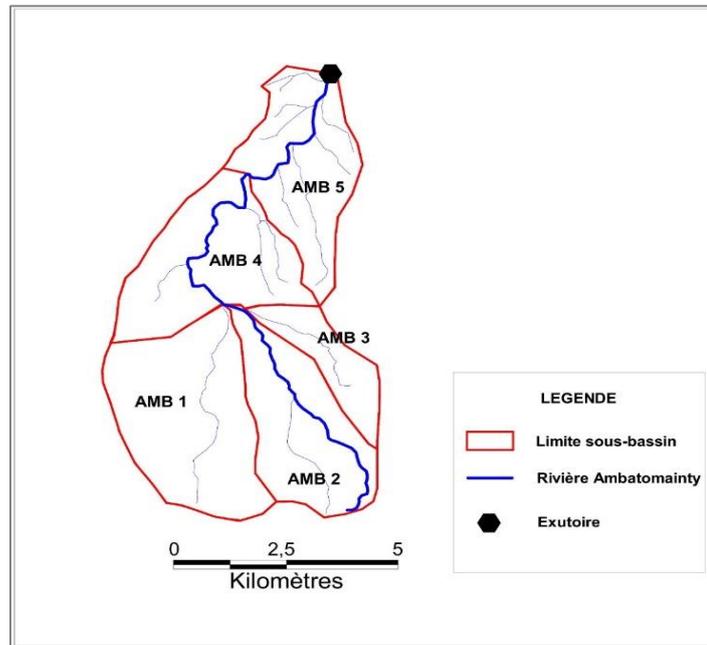


Figure 8 : Découpage du bassin versant en 5 sous-bassins

Tableau n° 31 : Caractéristiques des sous-bassins d'Ambatomainty

SBV	S [km <sup>2</sup> ]	P [km]	I [m/km]	L <sub>riv</sub> [km]	L <sub>req</sub> [km <sup>2</sup> ]	t <sub>c</sub> [h]	K	C <sub>r</sub>
AMB 1	13,26	14,90	12,65	5,52	3,70	3,17	1,45	0,36
AMB 2	9,17	13,90	9,65	6,41	5,51	4,06	1,33	0,36
AMB 3	3,08	10,30	8,74	3,48	4,05	1,58	1,13	0,36
AMB 4	10,85	14,50	7,01	5,00	6,10	2,39	1,34	0,36
AMB 5	9,42	14,60	7,71	3,85	5,91	1,16	1,37	0,36

### b) Schéma topologique du bassin versant

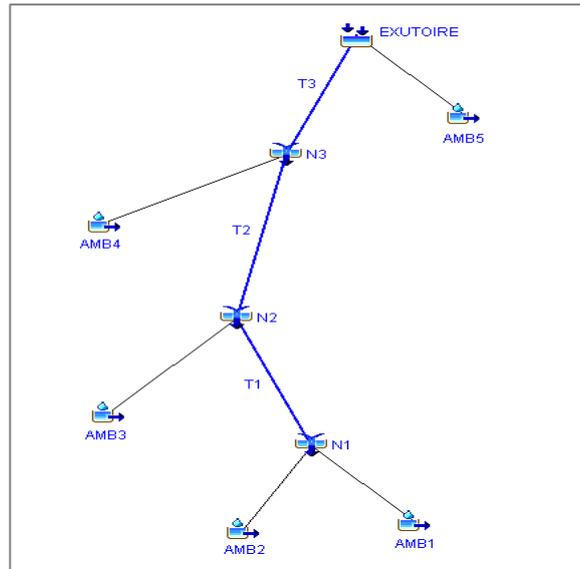


Figure 9 : Schéma topologique du bassin versant d'Ambatomainty

### c) Fonction de production et fonction de transfert

Selon la figure 6 ci-dessus, nous allons considérer les cas suivants :

- Le bassin est découpé en cinq sous-bassins dont :
  - La fonction de production ou « Loss method » est basée sur la méthode de « SCS Curve Number ».
  - La fonction de transfert ou « Transform method » est basée sur la méthode du « SCS Unit Hydrograph ».
  - On ne tiendra pas compte de la récession du débit de base.
- On prend en compte 4 tronçons d'écoulement dont :
  - La méthode de laminage, ou « Routing », en rivière utilisée est le modèle « Muskingum ».
  - On ne tiendra pas compte des pertes et recharges au niveau des tronçons.

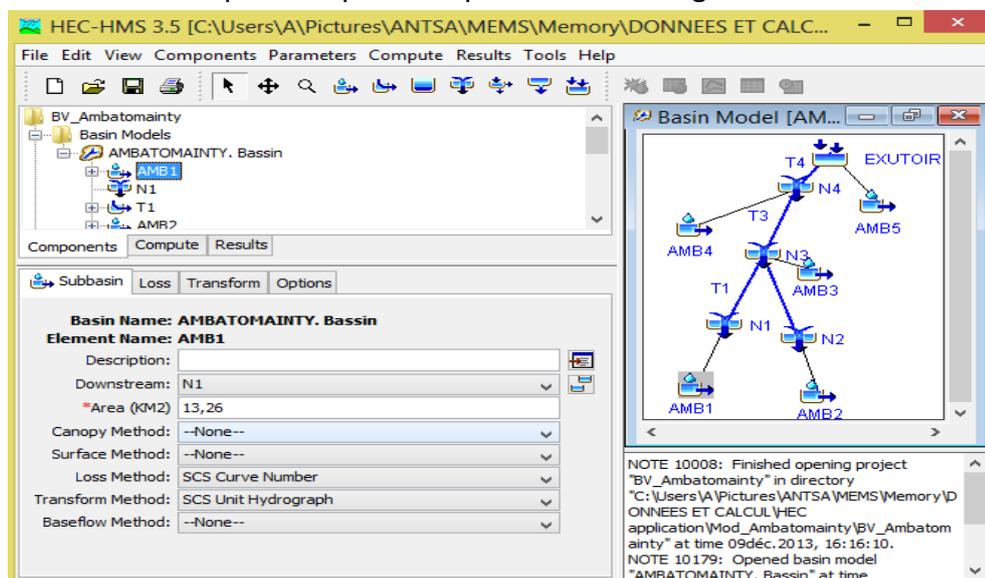


Figure 10 : Les méthodes de fonctions de production et transfert sur HEC-HMS

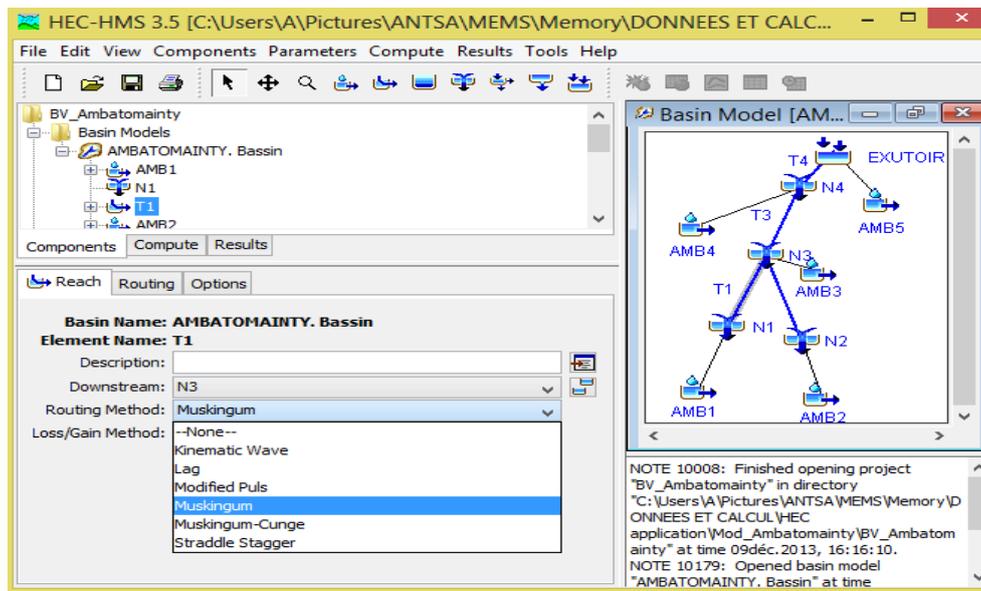


Figure 11 : Les méthodes de laminage de crue sur HEC-HMS

#### d) Données des sous-bassins

Tableau n° 32 : Données des sous bassins

SBV	S [km]	Pertes initiales [mm], [1]	Imperméabilité [mm]	CN [2]	SCS $T_{Lag}$ [h], [3]
AMB 1	13,26	5	0	43	1,90
AMB 2	9,17	5	0	39	2,44
AMB 3	3,08	5	0	40	0,95
AMB 4	10,85	6	0	39	1,43
AMB 5	9,42	7	0	32	0,70

- [1] Les pertes initiales sont des quantités d'eau perdues dans les dépressions du sol et l'interception par la végétation. On évalue les pertes initiales d'un sous-bassin comme étant la somme des deux pertes selon les informations suivantes :
- Les pertes dans les dépressions du sol varient selon le type d'utilisation du sol, à titre indicatif on peut prendre les valeurs suivantes : 1,5 [mm] en zone urbaine, 3 [mm] en zone agricole et 8 [mm] en zone de forêt.
  - Les pertes par interception varient selon le type de végétation et l'état du couvert végétal.
- [2] Le calcul de CN est donné en Annexe 1 Tableau A3.
- [3]  $T_{Lag}$  est calculé à partir de la relation suivante :  $T_{Lag} = 0,6 \times t_c$

e) *Données des tronçons*

Tableau n° 33 : Données des tronçons

Tronçon	V [m/s]	L [m]	Coefficient de Muskingum		Nb de sous-tronçon, [6]
			K [h], [4]	X, [5]	
T1	0,60	1100,00	0,51	0,20	2,00
T2	0,56	1000,00	0,50	0,20	2,00
T3	0,68	1300,00	0,53	0,20	2,00
T4	0,82	700,00	0,49	0,20	2,00

- [4] K est la vitesse de propagation des ondes de crue dans le tronçon d'étude, c'est le rapport entre la vitesse d'écoulement et la longueur du tronçon :  $K = \frac{V}{L}$
- [5] X est comprise entre 0 et 0,5 et en cas de débordement, X est choisie entre 0,1 et 0,2.
- [6] *Nombre de sous – tronçon* =  $\frac{K}{\Delta t}$  où  $\Delta t$  est le pas de temps de calcul de la simulation et doit vérifier la condition suivante :  $\Delta t \leq 0,29 \times t_{Lag}$ .  
 Dans notre étude nous allons prendre un pas de temps de simulation journalière c'est à dire que l'on ne va pas respecter la condition de  $\Delta t$ .

5.2.5.3 **Modèle météorologique**

C'est le modèle qui sert à définir la méthode de calcul des pluies moyennes sur le bassin versant pour produire l'hydrogramme correspondante. Les données pluviométriques sont introduites avec la date/heure de la période pluvieuse qu'on veut simuler.

Les données de précipitations que nous allons utiliser sont issues des relevés pluviométriques des évènements réels observés sur le terrain pendant les saisons de pluies 2010-2011 et 2011-2012, et de même pour les données hydrométriques correspondant. En effet Les données seront divisées en deux selon les années hydrologiques d'observation et serviront pour le calage (saison 2010-2011) et la validation (2011-2012) du modèle.

La méthode utilisée est le « Specified Hyetograph », c'est-à-dire que les données utilisées sont ceux définies par l'utilisateur et entrées manuellement.

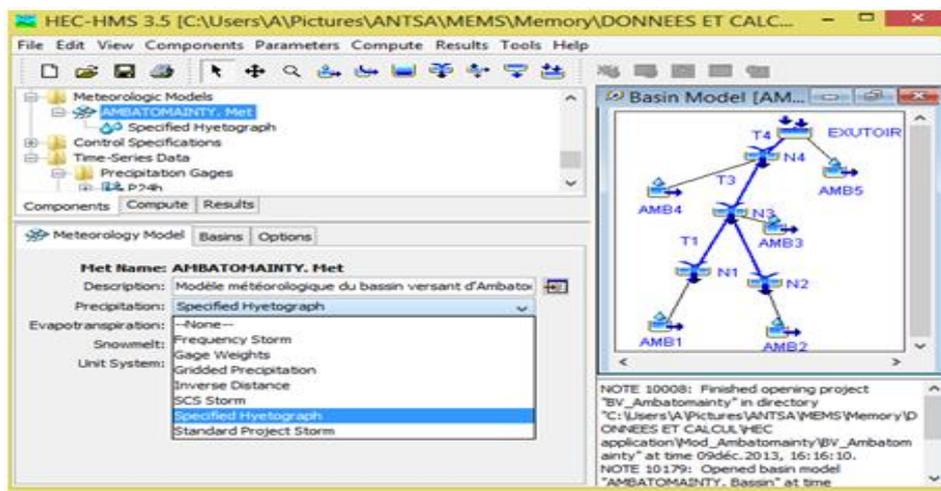


Figure 12 : Les modèles météorologiques sur HEC-HMS

### 5.2.5.4 Contrôle des spécifications

C'est la dernière composante indispensable pour effectuer une simulation, dans laquelle on définit :

- Les dates et temps de départ et de fin de la simulation ;
- Le pas de temps de calcul.

Le logiciel est assez flexible quant à la manière de rentrer les dates et les temps. Toutefois il est conseillé de les rentrer de la façon suivante :

- Le mois est indiqué par ses premières lettres en anglais, par exemple pour le mois de Juin on prend « Jun ».
- Les heures sont entrées de la manière suivante : « heures : minutes », à titre d'exemple, on écrit 08 : 15 pour 8 heures et 15 minute du matin.

Les pas de temps peuvent varier entre 1 minute et 24 heures. HEC-HMS réalise une interpolation linéaire pour obtenir les valeurs correspondant à un multiple entier du pas de temps dans les données hydrométéorologiques.

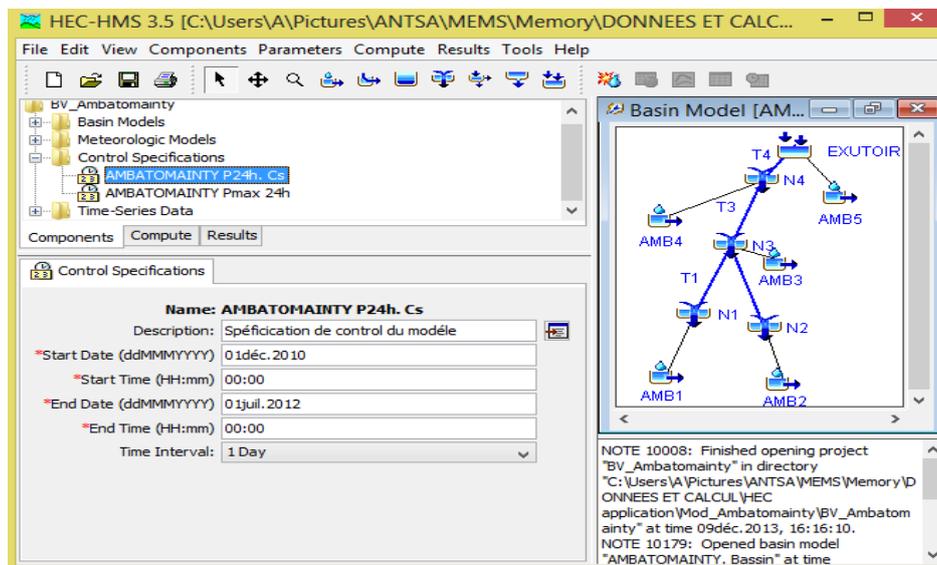


Figure 13 : Données du contrôle de spécification sur HEC-HMS

### 5.2.5.5 Création et exécution d'une simulation

La création d'une exécution se fait, généralement, en trois étapes :

- Création de l'exécution à partir du menu « Compute/ Create simulation run ».
- Ajouter un nom à l'exécution.
- Sélection des différents types de modèles : modèle de bassin, modèle météorologique et contrôle des spécifications.

L'exécution peut être lancée après avoir sélectionné un « Run » dans le menu « Compute/ Select run », puis en appuyant sur l'outil « Compute current run ».

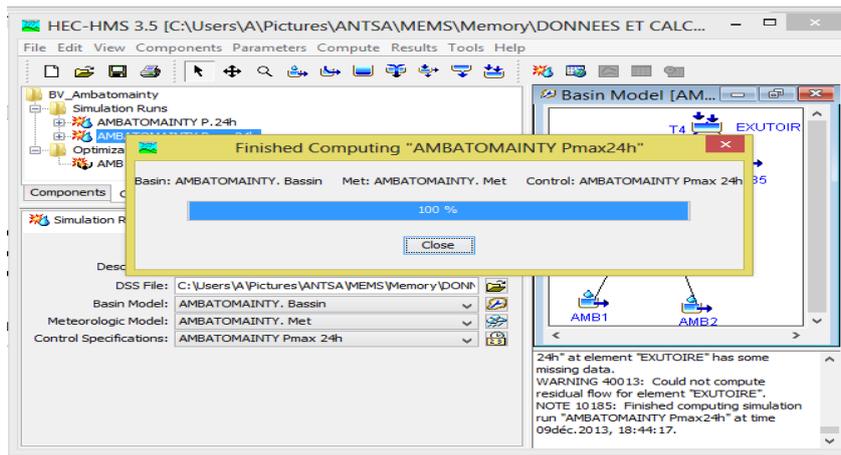


Figure 14 : Lancement d'une simulation sur HEC-HMS

### 5.2.5.6 Résultats de la simulation

En général, les résultats attendus peuvent être classés en trois catégories telles que :

- L'Hydrogramme au niveau de l'exutoire, présenté sous forme graphique.
- La pointe de crue et les apports en eau superficielle ou lame de ruissellement directe.
- Les débits générés par pas de temps de calcul.

#### a) Résultat de la 1<sup>ère</sup> simulation

Lors de la première simulation, c'est-à-dire quand tous les paramètres prennent leurs valeurs par défaut et aucun calibrage du modèle n'a été fait, les résultats de la simulation sont médiocres. Le critère de Nash est négatif et égale à - 2,38.

Les résultats de la simulation sont présentés dans la figure ci-dessous, où la courbe en bleue représente les débits simulés et celle en rouge les débits observés :

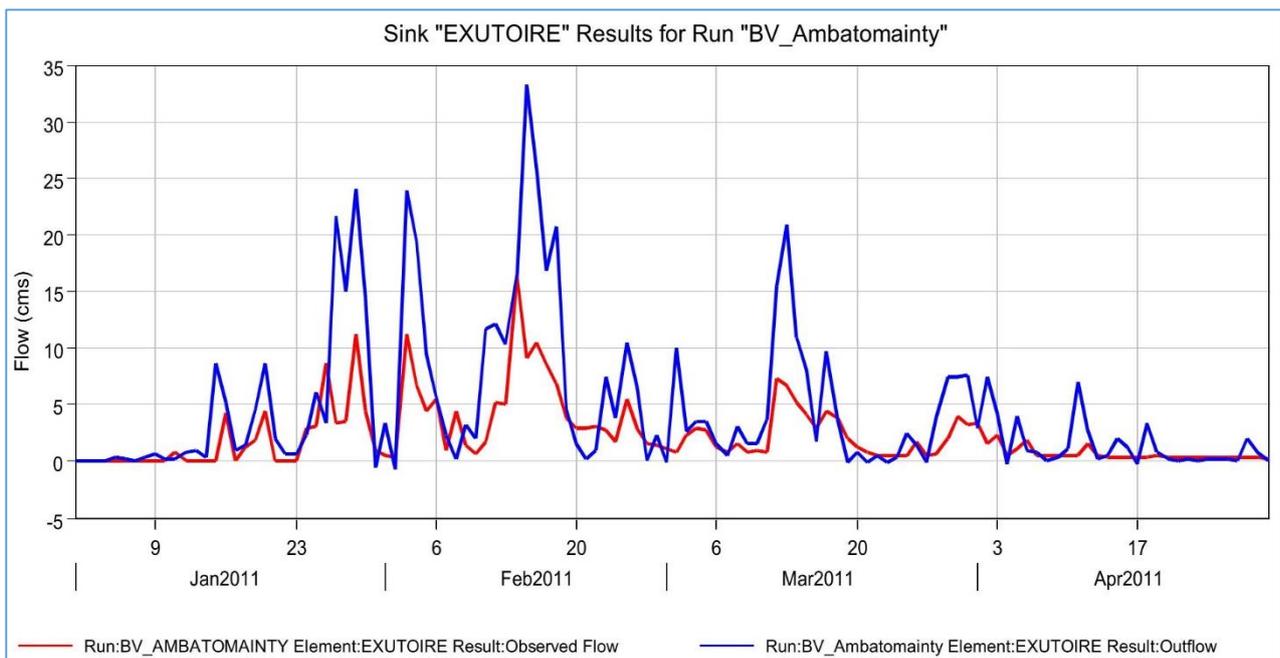


Figure 15 : Comparaison des débits observés et simulés avant calibrage du modèle

Le critère de Nash est loin d'être satisfaisant, cependant les débits simulés ne présente pas trop de décalage avec ceux observés, mais c'est surtout entre les pointes de crues que les écarts sont très remarquables.

Tableau n° 34 : Récapitulation des résultats de la 1<sup>ère</sup> simulation

	Simulation	Observation
Q <sub>pointe</sub> [m <sup>3</sup> /s]	33,3	16,5
Lame ruisselée [mm]	1 045,9	507,5
Date de la pointe de crue	15 février 2011	15 février 2011

**b) Résultat de la simulation après ajustement des paramètres**

Après nombreux essais, on a obtenu un résultat avec une valeur du critère de Nash de l'ordre de 0,91. On peut dire alors que le calage est très satisfaisant.

**c) Résultat de la simulation après ajustement des paramètres**

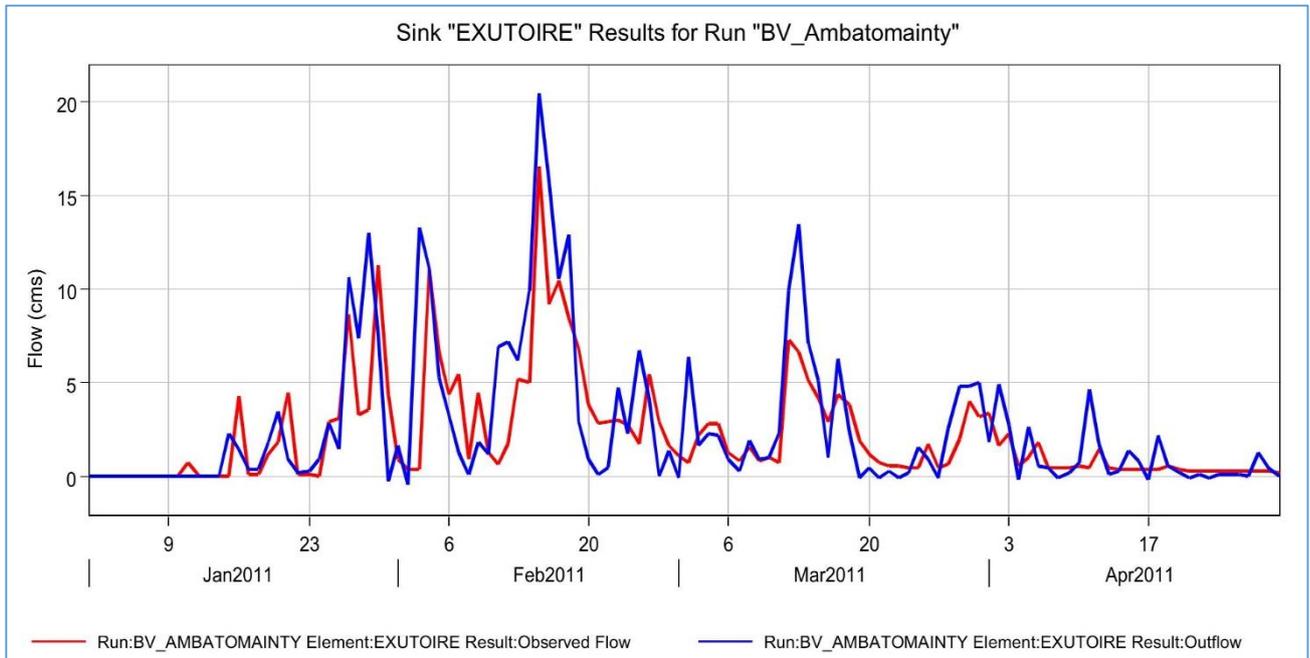


Figure 16 : Comparaison des débits observés et simulés après calibrage du modèle

Tableau n° 35 : Récapitulation des résultats de la simulation après ajustement des paramètres

	Simulation	Observation
Q <sub>pointe</sub> [m <sup>3</sup> /s]	20,4	16,5
Lame ruisselée [mm]	605,4	507,5
Date de la pointe de crue	15 février 2011	15 février 2011

**d) Résultat de la simulation lors de la validation du modèle**

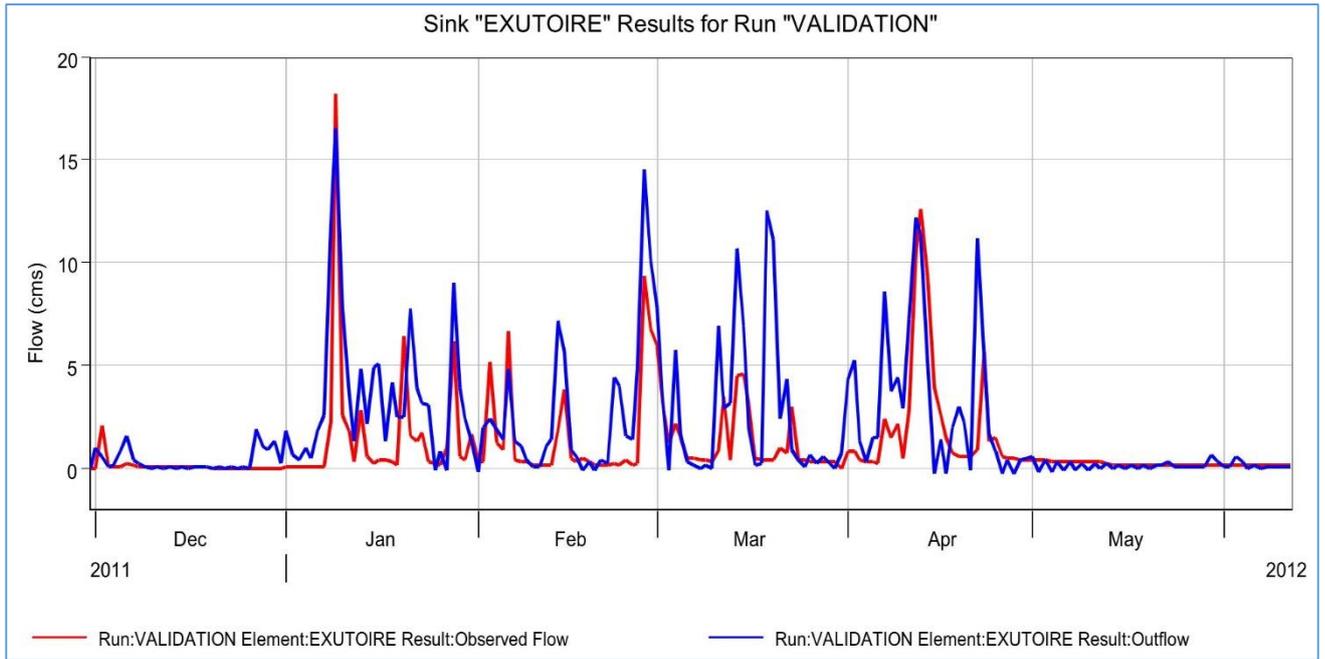


Figure 17 : Comparaison des débits observés et simulés après calibrage du modèle

Tableau n° 36 : Récapitulation des résultats de la simulation après ajustement des paramètres

	Simulation	Observation
Q <sub>pointe</sub> [m <sup>3</sup> /s]	16,6	18,2
Lame ruisselée [mm]	722,4	387,9
Date de la pointe de crue	09 janvier 2012	09 janvier 2012

Le critère de Nash est de l'ordre de 0,83.

**5.2.5.7 Débits de crues fréquentielles**

Le résultat de la simulation des pluies maximales journalières, est présenté sous forme de série de débits. Pour avoir les débits de différentes fréquences, les débits simulés feront encore l'objet d'un ajustement statistique selon la loi de Gumbel.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n° 37 : Débits de crue de différentes fréquences par HEC-HMS

F	Q [m <sup>3</sup> /s]
1/10	77
1/25	98
1/50	113
1/100	128
1/225	146
1/350	156
1/450	162

## 5.4 INTERPRETATIONS DES RESULTATS OBTENUS DES METHODES THEORIQUES ET LES OBSERVATIONS SUR TERRAIN AFIN DE FIXER LES DEBITS DE PROJET

### 5.4.1 APPORTS EN EAU DU PROJET

Tous les résultats obtenus sur l'estimation des apports à partir des différentes méthodes utilisées (formules classiques, simulation avec GR2M et mesure sur terrain) sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau n° 38 : Récapitulation des apports selon les différents modèles utilisés

Apports / Méthodes	STATION DE REFERENCE	CTGREF	GR2M
Q <sub>10s</sub> [l/s]	883	277	281
Volume [m <sup>3</sup> /an]	26 256 874	8 743 510	8 864 990
Q <sub>5s</sub> [l/s]	911	321	356
Volume [m <sup>3</sup> /an]	28 722 989	10 136 179	11 217 822
Médiane	1 095	413	478
Volume [m <sup>3</sup> /an]	34 525 613	13 018 352	15 069 784
Q <sub>5H</sub> [l/s]	1 329	513	641
Volume [m <sup>3</sup> /an]	41 923 958	16 181 899	20 201 362
Q <sub>10H</sub> [l/s]	1 472	569	715
Volume [m <sup>3</sup> /an]	46 923 958	17 947 172	22 554 193

Tableau n° 39 : Apports observés lors des campagnes de mesures

Apports	2010-2011	2011-2012	Moyenne
Q [l/s]	2 110	1 370	1 740
Volume [m <sup>3</sup> /an]	26 749 440	18 455 904	23 379 840

Rappelons que l'objectif de cette étude est d'évaluer la capacité productive, en eau, de la rivière Ambatomainty pour l'alimentation en eau d'un barrage de retenue envisagé sur le site d'Amboromena. Par ailleurs, en considérant le régime de la rivière, on a choisi de prendre le débit de projet correspondant aux apports en année humide, notamment l'apport décennal humide.

Par comparaison avec les débits observés lors des campagnes de mesures effectuées sur le site, parmi les 3 méthodes utilisées, on constate que la méthode GR2M donne le meilleur résultat du fait qu'elle donne une valeur se trouvant entre la fourchette des valeurs observées. En plus, la simulation donne un bon comportement du bassin versant après calage du modèle.

En conséquence, le débit de projet à considérer sera donc de 715 [l/s] soit un volume annuel stocké de 22 554 193 [m<sup>3</sup>].

Or, au point de dérivation vers la retenue, ce volume sera encore affecté par un coefficient correcteur de 0,79. D'où le volume réellement dérivable et stockable est de 17 817 813 [m<sup>3</sup>/an] soit un débit de 565 [l/s].

#### 5.4.2 DEBIT DE CRUE DE DIMENSIONNEMENT

Le tableau suivant représente une récapitulation des résultats de modélisation des crues obtenues par les différentes modèles utilisées dans cette étude :

Tableau n° 40 : Récapitulation des résultats des différentes modèles de crue utilisées

F	LOUIS DURET [m <sup>3</sup> /s]	SOGREAH [m <sup>3</sup> /s]	ORSTOM [m <sup>3</sup> /s]	GRADEX [m <sup>3</sup> /s]				SCS CN [m <sup>3</sup> /s]
1/10	239	234	123	123	123	123	123	77
1/25	296		148	183	176	269	280	98
1/50	353		167	227	216	377	408	113
1/100	388		185	272	255	484	544	128
1/225	433		206	323	300	608	737	146
1/350	479		218	351	325	676	823	156
1/450	524		224	367	339	715	907	162

Les méthodes SOGREAH, LOUIS DURET et GRADEX donnent des résultats assez élevés par rapport aux autres modèles. Cela s'explique du fait que ces méthodes ne tiennent pas compte ni des caractéristiques physiques ni de la couverture végétale du bassin versant.

Or, le débit au niveau d'un bassin versant dépend de plusieurs paramètres comme la couverture végétale, la pente, la structure du sol et du sous-sol. Ces paramètres sont souvent employés dans les modèles hydrologiques simplifiés, maillés et autres.

Par ailleurs, les méthodes ORSTOM et SCS CN donnent des résultats plus acceptable vis-à-vis de la taille et des conditions climato-hydrologique du bassin versant. En conséquence, nous avons choisi de considérer les résultats obtenus par la méthode SCS CN. Cela est du fait qu'après être calé, le modèle HEC-HMS 3.5, a à peu près le même comportement hydrologique que le bassin versant réel. De plus les données des crues relevées sur le site pendant les campagnes de mesures (années 2010-2011 et 2011-2012), nous donne encore raison de considérer les résultats obtenus à partir de HEC-HMS 3.5, dont la plus forte crue observée est de 90,3 [m<sup>3</sup>/s], provoquée par une succession de pluies de 3 jours (11, 12 et 13 Avril 2012). La pluie la plus intense provoquant la crue est celle de 13 Avril : 65 [mm] de pluie tombée en 2 heures.

Pour la suite de cette étude, le débit de crue considéré pour le dimensionnement des ouvrages sera celui donné par la modélisation avec HEC-HMS 3.5.

## **Chapitre 6**

### **BESOIN EN EAU DE LA RIZICULTURE**

L'étude des besoins en eau permet de déterminer la capacité de la retenue pour satisfaire la demande en eau de la riziculture. Elle permet aussi de faire l'adéquation ressource-besoin. Mais avant d'aborder le calcul, différents paramètres doivent être connus tels que : l'évapotranspiration, la pluie efficace, le calendrier et la pratique culturale, ... dont les calculs seront faits à l'aide du logiciel CROPWAT.

#### **6.1 GENERALITES SUR LE LOGICIEL CROPWAT 8.0**

CROPWAT 8.0 a été développé par JOSS SWENNENHUIS pour le Service des eaux - ressources, mise en valeur et aménagement de la FAO. CROPWAT 8.0 est basé sur les versions DOS de CROPWAT 5.7 (1992) et de CROPWAT 7.0 (1999). C'est un programme informatique qui permet de calculer les besoins en eau des cultures et les besoins en irrigation à partir de données climatiques et culturales, nouvelles ou déjà existantes. De plus, le programme permet l'établissement des calendriers d'irrigation pour différentes conditions de gestion, et le calcul de l'approvisionnement en eau du périmètre pour divers assolements.

Les données requis par le logiciel, pour son mis en œuvres sont principalement :

- Les données climatiques : températures minimales et maximales du site, l'humidité de l'air, la vitesse du vent, la durée de l'insolation ;
- Les pluviométries moyennes mensuelles ;
- Les données culturales : type de culture, date de plantation, type du sol, assolement.

En sortie, CROPWAT 8.0 donne les résultats suivants :

- Le rayonnement journalier et l'évapotranspiration potentielle ;
- La pluie efficace ;
- La phase de croissance et coefficient cultural ;
- Le besoin en eau de la culture ;
- Le besoin d'irrigation net.

#### **6.2 PLUIE EFFICACE ( $P_{eff}$ )**

La pluie efficace, dans le domaine de la culture, correspond à la partie résiduelle de l'eau de pluie stockée dans la zone racinaire de la plante et peut être utilisée par la plante. La totalité de la précipitation n'est pas disponible pour les cultures, puisqu'en effet, une partie est perdue par ruissellement (RO), et par percolation (DP).

La formule prise par CROPWAT pour calculer la pluie efficace est celle du service USDA conservation des sols, telle que :

- Pour  $P \leq \frac{250}{3} \text{ mm}$  :

$$P_{eff} = \frac{P(125 - 0,6 P)}{125} \quad (29)$$

- Pour  $P > \frac{250}{3} \text{ mm}$  :

$$P_{eff} = \frac{125}{3} + 0,1 P \quad (30)$$

[ cf. CROPWAT Référence technique ]

P désigne la pluie mensuelle. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n° 41 : Pluie efficace calculée par CROPWAT

	Pluie	Pluie eff.
	mm	mm
<b>Janvier</b>	357.4	160.7
<b>Février</b>	304.0	155.4
<b>Mars</b>	183.5	129.6
<b>Avril</b>	41.7	38.9
<b>Mai</b>	7.6	7.5
<b>Juin</b>	0.8	0.8
<b>Juillet</b>	1.0	1.0
<b>Août</b>	0.7	0.7
<b>Septembre</b>	1.2	1.2
<b>Octobre</b>	10.8	10.6
<b>Novembre</b>	77.2	67.7
<b>Décembre</b>	218.2	142.0
<b>Total</b>	<b>1204.1</b>	<b>716.2</b>

### 6.3 PHASE DE CROISSANCE DE LA PLANTE ET COEFFICIENT CULTURAL ( $K_c$ )

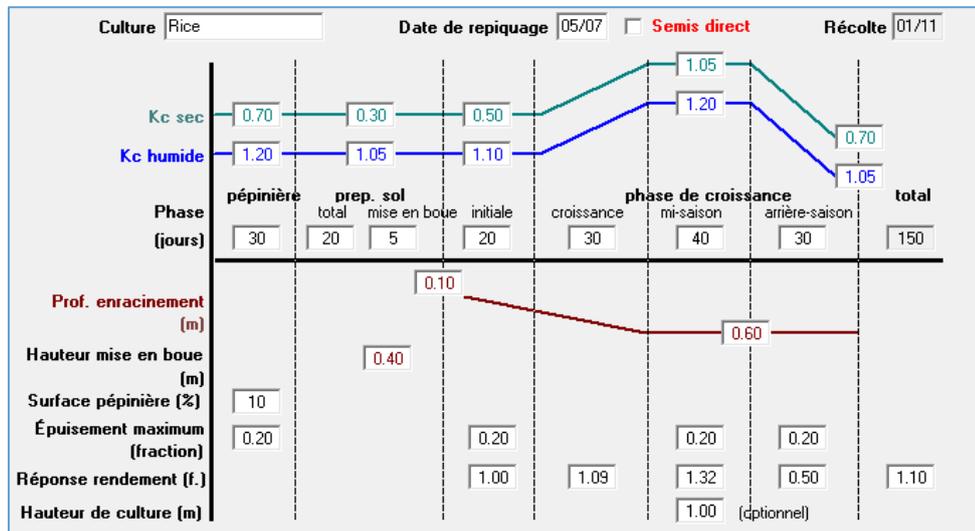
Il est aussi important de connaître la durée de la phase de croissance de la plante, car les paramètres qui suivent en dépendent. Le riz est immergé à 6 phases, et la durée totale de son cycle est la somme de sa période en pépinière avec ses 4 phases de développement.

Le coefficient cultural  $K_c$  est également un facteur important de l'alimentation en eau d'une parcelle. Il est défini comme le rapport entre le besoin en eau optimum de la culture et de la demande évaporatoire. Le coefficient cultural  $K_c$  est influencé principalement par le type de la culture, le climat et l'évaporation du sol.

En outre,  $K_c$  varie, pour une culture donnée, en fonction des phases de croissance de la plante. Pour la plupart des cultures, la valeur de  $K_c$  passe d'une valeur faible au moment de la levée, à une valeur maximale au moment où la culture atteint son plein développement, puis décline à mesure que celle-ci mûrit.

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

Tableau n° 42 : Différents valeurs de  $K_c$  utilisées par CROPWAT



## 6.4 BESOINS EN EAU D'IRRIGATION

### 6.4.1 BESOIN D'IRRIGATION NET ( $B_n$ )

Le besoin en eau d'irrigation, pour la riziculture, se compose des besoins en eau de la plante et des besoins en eau des pratiques culturales.

Le besoin en eau de la plante correspond à la quantité d'eau perdue par la plante, par le processus d'évapotranspiration, qui n'est pas comblées par la pluie.

Par ailleurs, le besoin des pratiques culturales correspondent aux opérations suivantes :

- Mise en boue ou préparation du sol : effectué avant le repiquage pour la saturation du profil. La quantité d'eau apportée varie selon la nature pédologique du sol : 100 à 200 [mm].
- Remplissage des clos : effectué après le repiquage pour avoir un plan d'eau uniforme dans la rizière. La quantité d'eau apportée varie suivant le mode de culture : 100 [mm] pour la culture traditionnelle et 20 à 50 [mm] pour la culture intensive moderne.
- Assec : effectué avant et après le sarclage. La quantité d'eau apportée est égale à celle apportée pendant le remplissage des clos.
- Entretien : effectué après le sarclage jusqu'à la récolte. La quantité d'eau apportée est de 50 [mm].

Cette quantité ne tient compte ni des apports naturels ni des pertes pendant le transport et la distribution.

### 6.4.2 BESOIN D'IRRIGATION BRUT ( $B_b$ )

Il s'agit de la quantité d'eau nécessaire à prélever dans la ressource disponible, pour satisfaire les besoins en eau demandés par le périmètre avec prise en compte des différentes pertes (transport et distribution). Il est donné par la formule suivante :

$$B_b = \frac{B_n}{E_g} \quad (31)$$

Où :

$B_b$ , désigne le besoin d'irrigation brut en  $[m^3/ha]$

$B_n$ , désigne le besoin d'irrigation net en  $[m^3/ha]$

$E_g$ , désigne l'efficacité globale

L'efficacité globale est une majoration tenant compte des pertes (transport et distribution à la parcelle), elle est égale au produit des deux efficacités suivantes :

$$E_g = E_r \times E_p \quad (32)$$

Où :

$E_r$ , désigne l'efficacité du réseau, le rapport entre la quantité d'eau distribuée en tête de chaque parcelle irriguée et celle prélevée en tête du réseau. Elle varie de 0,7 à 0,9.

$E_p$ , désigne l'efficacité de la parcelle, c'est le rapport entre le besoin des plantes et l'eau distribuée en tête des parcelles irriguées. Elle varie de 0,7 à 0,9.

Dans notre cas nous allons considérer les valeurs suivantes :  $E_r = 0,8$  et  $E_p = 0,8$  d'où  $E_g = 0,6$ .

## 6.5 DEBITS

### 6.5.1 DEBIT FICTIF CONTINU ( $D_{fc}$ )

C'est le débit fourni d'une façon continue par unité de surface, pour satisfaire les besoins en eau à une période donnée. Il sert à calculer le débit à extraire par l'ouvrage de prise du barrage.

On calcule le  $D_{fc}$  à partir de la formule suivante :

$$D_{fc} = \frac{1000 \cdot B_b}{N \cdot 86400} \quad (33)$$

Où :

$D_{fc}$ , désigne le débit fictif continu en  $[l/s/ha]$

$B_b$ , désigne le besoins bruts en  $[m^3/ha]$

$N$ , désigne le nombre de jours considéré= 10 jours

### 6.5.2 DEBIT DE POINTE

C'est la plus grande valeur observé parmi les débits fictifs continus pendant le cycle végétatif.

### 6.5.3 DEBIT D'EQUIPEMENT ( $q_e$ )

C'est le débit avec lequel sont dimensionnés les ouvrages d'irrigations, sa valeur dépend des ressources disponibles, selon que :

- Les ressources disponibles sont limitées, on prend :

$$q_e = D_{fc_{max}}$$

- Les ressources disponibles sont largement suffisantes, on prend :

$$q_e > D_{fc_{max}}$$

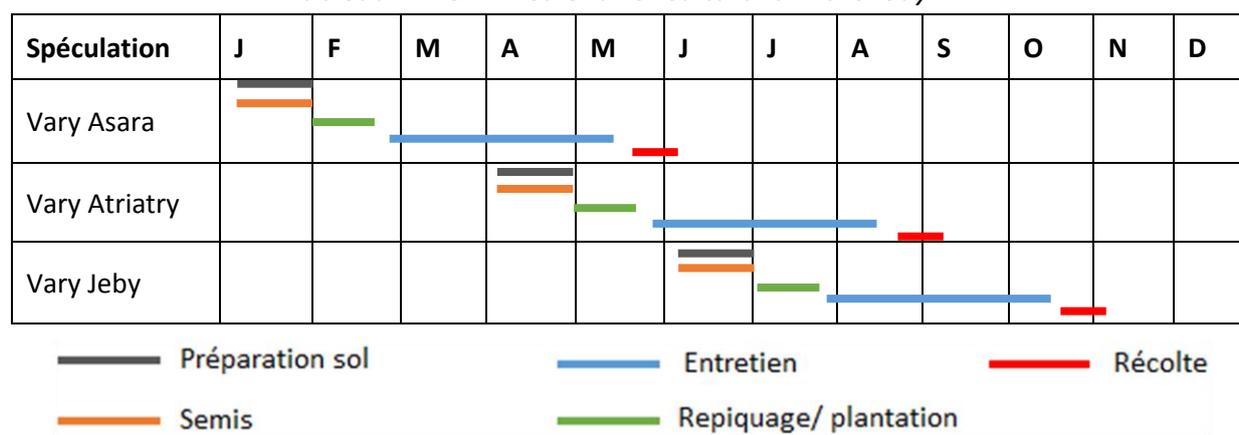
## 6.6 CALENDRIER CULTURAL

Il est établi selon les besoins en eau d'irrigation conformément au calendrier des cultures assurant des rendements optimaux. Selon la recommandation de la FAO, dans le bulletin d'irrigation et de drainage, les cultures des riz aquatiques vont de 4 à 6 mois.

Les variétés de riz cultivé dans le District de Marovoay sont :

- Vary Asara : repiquage 01 Février - récolte 31 Mai ;
- Vary Atriatry : repiquage 01 Mai - récolte 28 Août ;
- Vary Jeby : repiquage 05 Juillet – récolte 01 Novembre.

Tableau n° 43 : Calendrier culturel à Marovoay



### REMARQUE :

Les inondations périodiques des plaines de Marovoay déterminent la vocation de culture irriguée de saison sèche de cette région (Monographie de la Région de Mahajanga, UPDR Juin 2003). Ainsi donc, notre étude se concentrera sur l'irrigation du Vary jeby.

## 6.7 RESULTATS DE CALCUL DES BESOINS EN EAU DE LA RIZICULTURE

Le besoin en eau de la riziculture est calculé en année quinquennale sèche avec un étalement de repiquage de 4 semaines. Le résultat de calcul est présenté dans le tableau ci-après :

Tableau n° 44 : Besoin en eau de la riziculture en année quinquennale sèche

Repiquage :	J	J	A	S	O	N
05 juillet	297,60	168,10	219,30	265,40	256,30	7,70
12 juillet	135,70	296,00	212,90	265,40	263,50	47,30
19 juillet	100,40	294,80	205,80	264,80	268,80	92,70
01 août	0,00	328,70	197,10	258,20	273,40	158,30
Birr (mm)	133,40	271,90	208,80	263,50	265,50	76,50
B <sub>n</sub> (m <sup>3</sup> /ha)	1 334,00	2 719,00	2 088,00	2 635,00	2 655,00	765,00
B <sub>b</sub> (m <sup>3</sup> /ha)	2 223,33	4 531,67	3 480,00	4 391,67	4 425,00	1275,00
D <sub>fc</sub> (l/s/ha)	1,15	1,70	1,30	1,70	1,65	0,50

Les besoins en eau totale de la riziculture est de l'ordre de 20 327 [m<sup>3</sup>/ha], avec un débit d'équipement q<sub>e</sub> = 1,70 [l/s/ha].

### **PARTIE III**

**ETUDE DE L'OUVRAGE DE RETENUE CONSACREE AU DIMENSIONNEMENT ET  
CALCUL DE STABILITE DU BARRAGE ET DE SES OUVRAGES ANNEXES**

## *Chapitre 7*

### ETUDE TECHNIQUE DE BASE

#### 7.1 RAPPEL DES POINTS ESSENTIELS DES NIHYCRI ET LEURS PRISES EN COMPTE DANS LE CADRE DE L'ETUDE

Selon l'article premier du décret N°2013-070, « fixe les normes relatives à la construction, à l'extension et à la réhabilitation des infrastructures hydroagricoles, destinées à les protéger des effets des crues et inondations ». NIHYCRI, en son sens le plus simple, est une norme malgache de conception et de construction dont l'intérêt est de rendre les ouvrages hydroagricoles résistants aux effets des crues et des inondations, et aussi de les protéger contre l'ensablement.

Pour parvenir à cet objectif, NIHYCRI impose des exigences tant sur la qualité de l'étude du projet que sur les dimensions des ouvrages à adopter, dont les points essentiels intéressants notre étude sont :

- Classement des ouvrages hydroagricoles selon la superficie du périmètre irrigué ;
- L'adoption des crues de dimensionnement assurant la durée de vie de l'ouvrage ;
- L'adoption des normes d'étude et de conception de barrage de retenue ;
- L'adoption des mesures de protection, contre les inondations, des ouvrages mise en place.

##### 7.1.1 CLASSE DES OUVRAGES ET CRUES DE DIMENSIONNEMENT

Les infrastructures hydroagricoles sont classées en fonction de la superficie (*S*) du périmètre irrigué. Ainsi donc les périodes de retour à considérer dans le calcul des crues de projet et de sûreté pour les différentes classes des infrastructures sont présentées dans le tableau ci-après :

*Tableau n° 45 : Crue de projet et de sûreté*

Classes	Superficie [ha]	Crues de projet [ans]	Crue de sûreté [ans]
M	-	-	CMP <sup>1</sup>
I	> 3000	100	450
II	1000 à 3000	75	350
III	200 à 1000	50	225
IV	75 à 200	20 à 30	90 à 135
V	< 75	10	45

NIHYCRI exige l'utilisation des crues de sûreté pour le dimensionnement des ouvrages principaux (barrage, avant-canal, canal principal). Tandis que les crues de projets sont utilisées dans le dimensionnement des ouvrages de protection de niveau secondaire (ouvrages de franchissement des eaux sauvages), et dans le cas où le dépassement des crues de dimensionnement ne causerait pas de destructions considérables sur les infrastructures et le périmètre irrigué.

---

<sup>1</sup> CMP : crue maximale possible

Dans ce présent travail, selon la superficie du périmètre à irriguer comprise entre 200 à 1000 [ha], l'ouvrage est de classe III et le débit considéré pour le dimensionnement de l'ouvrage sera celui correspondant à la crue de sûreté de période de retour 225 ans sans prise en compte de l'effet de laminage dans la retenue.

Ainsi le débit de dimensionnement du barrage de retenue sera de l'ordre de 146 [m<sup>3</sup>/s] (*Tableau n°39 sous-paragraphe 5.4.2*).

### **7.1.2 NORMES D'ETUDE DE CONCEPTION DU BARRAGE DE RETENUE**

NIHYCRI exige de procéder à des études techniques approfondies sur :

- Le choix du site d'implantation : morphologie, topographie et géotechnique du sol de fondation ;
- Le type de barrage de retenue : analyse en laboratoire des matériaux du remblai et évaluation de la quantité exploitable sur le lieu ;
- La conception de l'ouvrage : prise en compte des dimensions minimales requise (pente des talus, largeur en crête, revanche) et étude de stabilité.

### **7.1.3 MESURES DE PROTECTION DES OUVRAGES PRINCIPAUX**

Dans cette présente étude, les ouvrages principaux considérés sont : le barrage de retenue, l'avant-canal et le canal principal. Dans ce cas, pour protéger ces ouvrages contre les crues, les inondations et l'ensablement, les mesures suivantes peuvent être prise en compte :

- Etablissement des périmètres de protection immédiat, rapproché et éloigné pour le barrage de retenue ;
- Implantation de l'avant-canal et du canal principal hors de la plaine à irriguer sur le flanc de coteau, notamment à une côte au-dessus du PHE (relatif à Q<sub>450</sub> du fleuve Betsiboka) pour éviter leurs submersions si une crue de sureté venait à arriver.

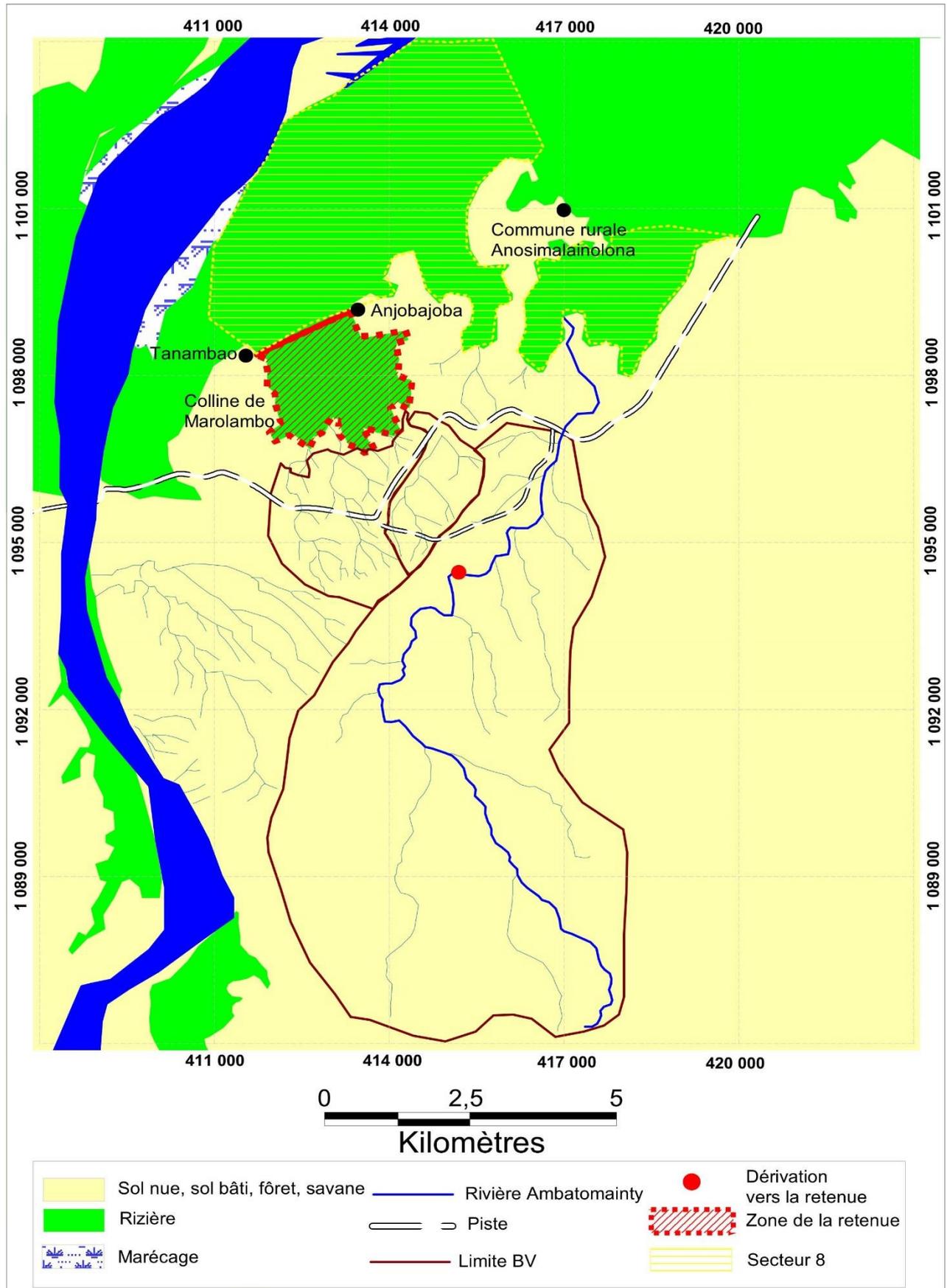
## **7.2 CHOIX ET LOCALISATION DU SITE D'IMPLANTATION DU BARRAGE**

Le site d'implantation de la retenue a été choisi de façon à satisfaire les critères topographiques et géologiques du réservoir, de la proximité par rapport au BV d'alimentation et de la dominance du périmètre à desservir.

En effet, topographiquement, le site d'Amboromena a une forme de cuvette qui se ferme par un étranglement favorable pour la mise en place du barrage. De plus, la zone est marécageuse, et en permanence saturation favorable pour la rétention d'eau. Et enfin, il se trouve à proximité du BV d'Ambatomainty, et en amont immédiat du périmètre à irriguer.

Une carte de localisation du site d'Amboromena est présentée ci-après :

ETUDE DE FAISABILITE SELON NIHYCRI D'UN BARRAGE DE  
RETENUE



Carte 1: Localisation du site de retenue d'Amboromena

### **7.3 TOPOGRAPHIE DE LA ZONE DE RETENUE**

Pour bien mener une étude topographique, il est nécessaire d'effectuer des levés de détails du site d'étude. Par contre, dans ce présent travail ce ne sera pas le cas, du fait que l'on n'a pas effectué des levés topographiques de la zone faute de moyen financier.

Cependant, une méthode de substitution a été adoptée par l'établissement d'un MNT de la zone d'étude par l'exploitation des images satellitaires.

#### **7.3.1 METHODOLOGIE DE CONSTRUCTION DU MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN**

Du fait que l'on ne dispose pas des levés topographiques du site d'implantation du barrage, on a fait référence à la télédétection. Pour se faire, on a utilisé les images de Google Earth (2014) issues du satellite d'observation climatique du centre NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration).

En ce qui concerne la qualité des informations exploitables sur les images satellitaires, on peut dire qu'elles ont l'avantage d'être plus précis qu'un GPS, mais on admet qu'elles sont beaucoup moins précises que les levés topographiques. En planimétrie, les informations sont infaillibles mais c'est en altimétrie qu'elles sont approximatives et ne peut remplacer les levés topographiques.

La réalisation du MNT pour le site d'Amboromena suit les étapes suivantes :

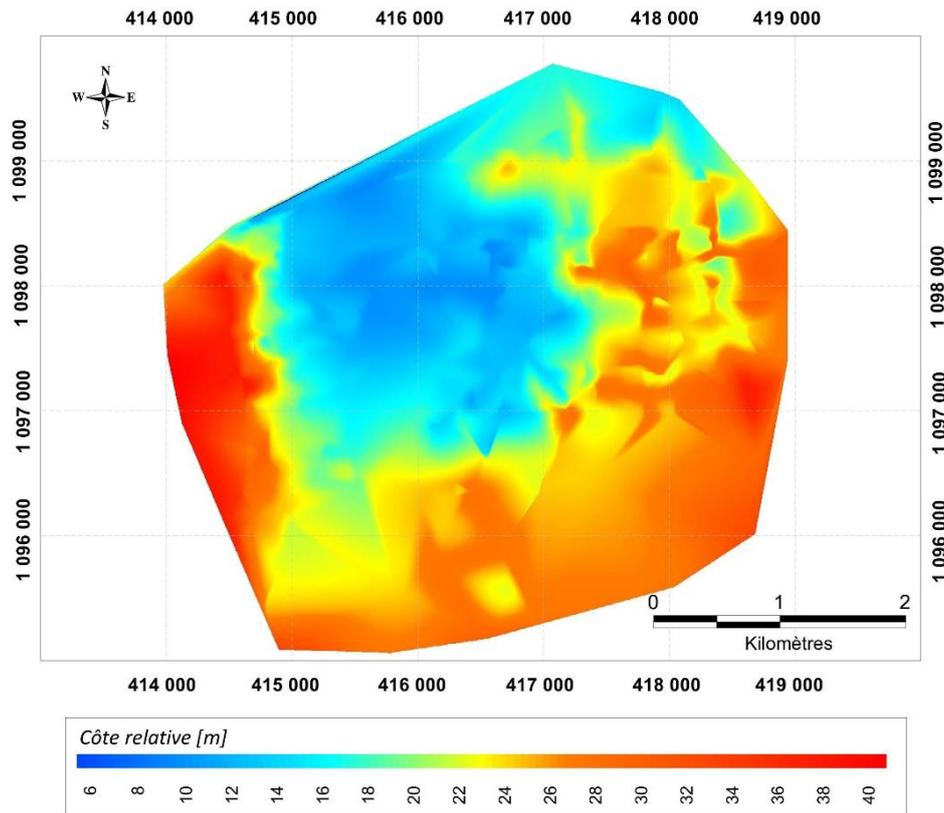
- Acquisition de l'image satellitaire de la zone intéressante à partir de Google Earth ;
- Relevés des coordonnées (système WGS 84) planimétriques et altimétriques afin de créer un nuage de point relative à la zone intéressante ;
- Transformation des coordonnées en systèmes WGS 84, relevées précédemment, en système de coordonnées Laborde Madagascar ;
- Rastérisation de la topologie avec Vertical Mapper ;
- « Countouring » ou création des courbes de niveau relatives à la zone intéressante à partir de l'image raster.

#### **7.3.2 RESULTATS DE LA MODELISATION NUMERIQUE DU TERRAIN PAR GOOGLE EARTH**

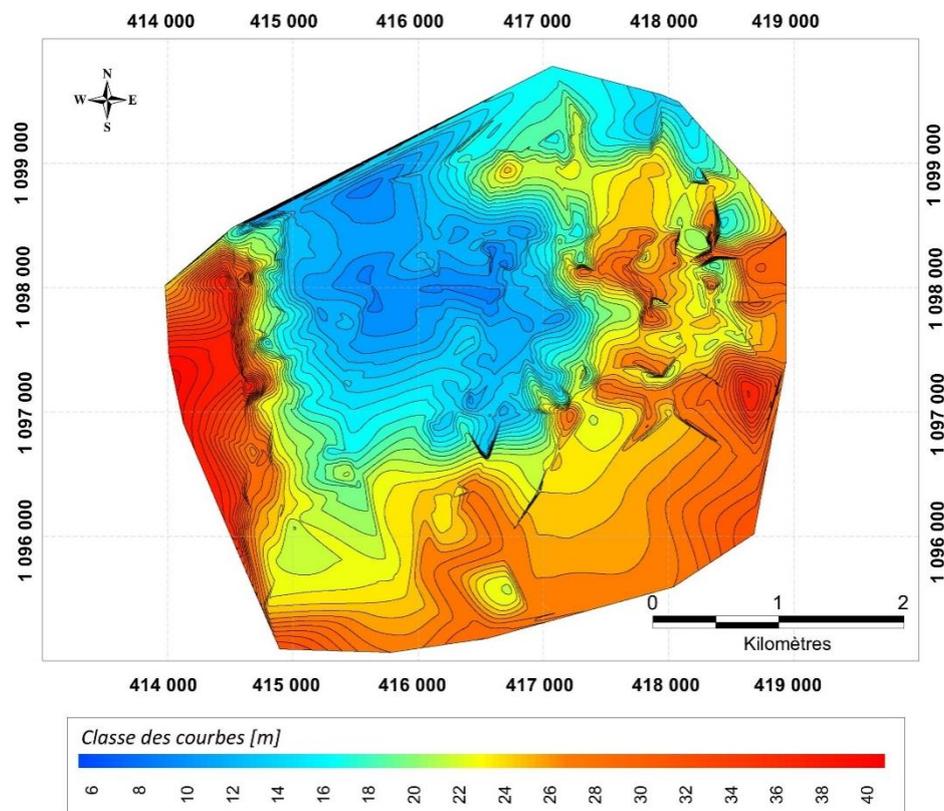
Les principaux résultats qui nous intéressent sont donnés dans les cartes suivantes :

- La Carte 2, qui représente les altitudes relatives (HAE), en chaque point de la retenue. Elle servira de modèle de base pour tout traitement relatif à la topographie de la retenue.
- La Carte 3, qui représente un résultat de traitement de la carte précédente, est un aperçu du modèle qui servira pour établir la relation hauteur-volume de la retenue. Il s'agit entre autre d'un zoom de la configuration topographique de la retenue qui a été soumis au « contouring » représentant les courbes de niveau.

ETUDE DE FAISABILITE SELON NIHYCRI D'UN BARRAGE DE  
RETENUE



Carte 2: Modèle numérique du terrain de la zone de retenue



Carte 3: Contours altimétriques de la zone de retenue

Dans la représentation ci-dessus, on parle de côtes relatives ou HAE (Hauteur au-dessus de l'Ellipsoïde) du fait que ces côtes ne sont pas rattachées au réseau géodésique de Madagascar (mesurées à partir de l'ellipsoïde de référence du système WGS 84), même si le système de coordonnées soit celui correspondant à la planimétrie malgache (Laborde Madagascar).

#### 7.4 RELATION HAUTEUR-SURFACE-VOLUME

L'analyse de la carte 3 nous a permis d'établir la relation hauteur-volume de la retenue d'Amboromena selon la figure suivante :

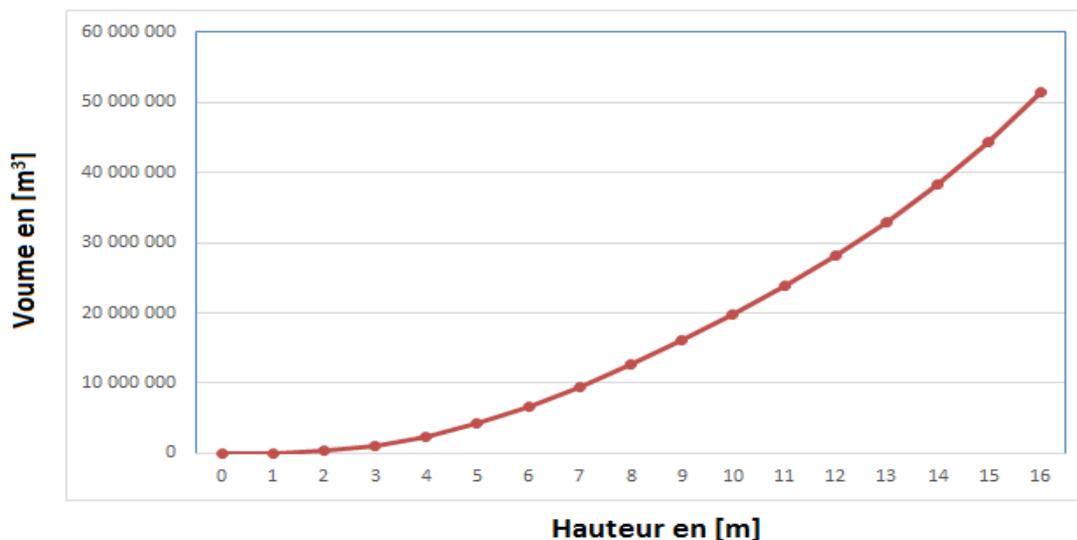


Figure 18 : Courbe de la relation hauteur-volume du site de la retenue

Tableau n° 46 : Volume et surface du plan d'eau pour différentes côtes de la retenue

Côtes [m]	H [m]	Surface		Volume [m³]
		[m²]	[ha]	
9	0	0	0	0
10	1	75 788	8	37 894
11	2	493 988	49	284 888
12	3	1 021 588	102	1 045 676
13	4	1 721 288	172	2 414 114
14	5	2 142 988	214	4 346 252
15	6	2 588 788	259	6 712 140
16	7	2 953 988	295	9 483 528
17	8	3 269 688	327	12 595 366
18	9	3 610 688	361	16 035 554
19	10	3 903 188	390	19 792 492
20	11	4 195 888	420	23 842 030
21	12	4 579 688	458	28 229 818
22	13	4 959 888	496	32 999 606
23	14	5 610 288	561	38 284 694
24	15	6 494 888	649	44 337 282
25	16	7 571 888	757	51 370 670

## 7.5 VOLUME UTILE DE LA RETENUE ( $V_u$ )

Rappelons que l'objectif de cette étude est d'évaluer la production en eau du BV d'Ambatomainty en vue de la construction d'un barrage retenue sur le site d'Amboromena.

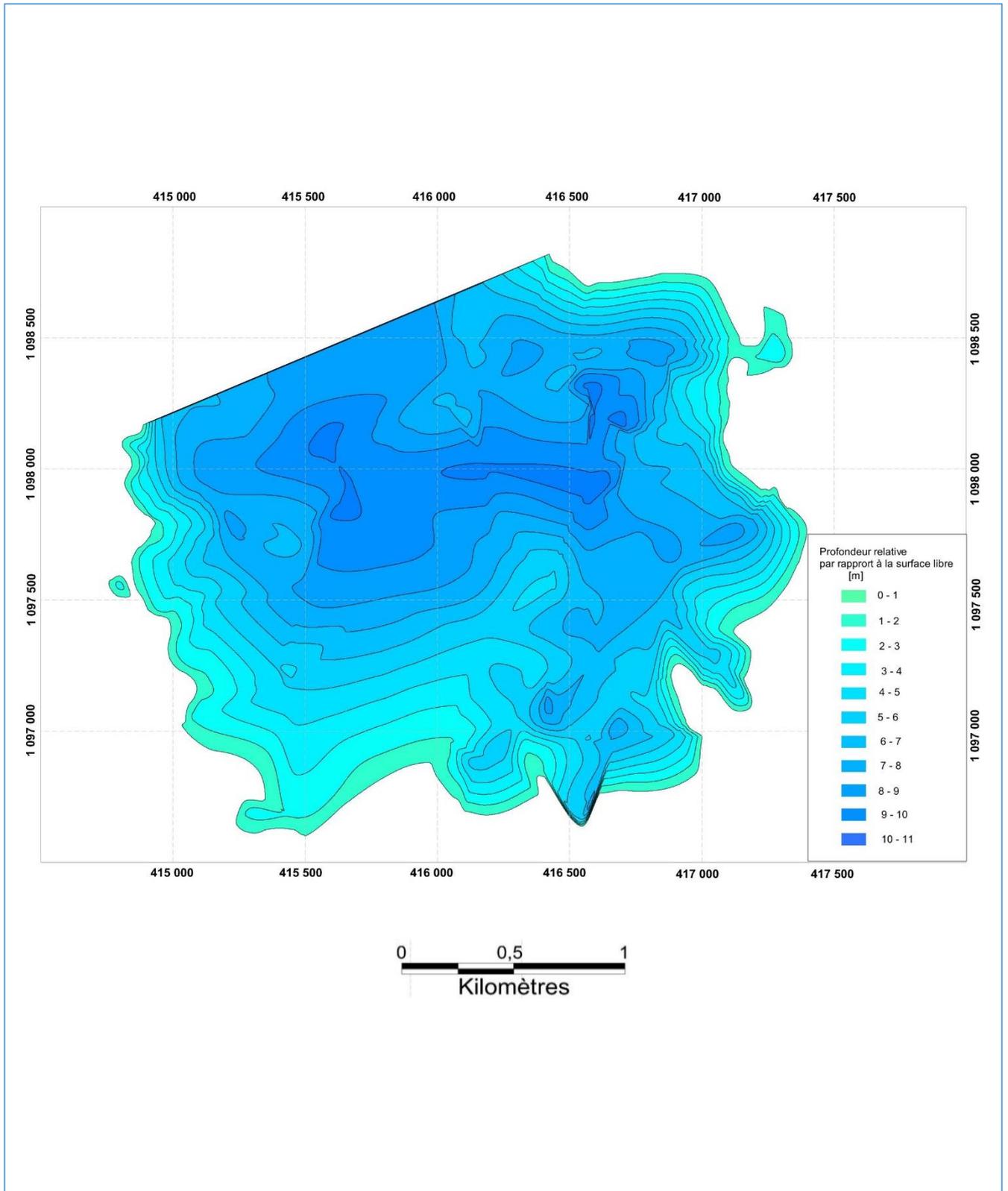
En effet, selon le calcul effectué précédemment (*sous-paragraphe 5.4.1*), le volume stockable du BV d'Ambatomainty est de l'ordre 17 817 813 [m<sup>3</sup>/an], ainsi donc, le choix du niveau de plan d'eau normale de la retenue se trouve entre les côtes  $Z_1 = 18$  [m] et  $Z_2 = 19$  [m] (*selon le Tableau n°46 ci-dessus*).

Pour tenir compte des possibilités de variation du régime de la rivière Ambatomainty (accumulation supplémentaire des eaux lors des fortes pluies) et de l'apport en eau des deux petits bassins versants en amont immédiat de la retenue (*Carte 1*), nous avons choisi de caler le niveau normal de la retenue (NNE) à la côte  $Z_2$ . De plus, le calage à la côte  $Z_2 = 19$  [m] peut créer une tranche d'écrêtement des crues par rapport au niveau  $Z_1 = 18$  [m], et une compensation de la tranche morte, due à l'accumulation des dépôts solides et des pertes par évaporation et infiltration. En effet, l'ouvrage de prise sera calé à la côte  $Z_3 = 11$  [m].

Le volume utile de la retenue est donc égal au volume à la côte  $Z_2$  moins le volume dans la tranche morte en-dessous de  $Z_3$ ; soit  $V_u = 19\,469\,710$  [m<sup>3</sup>] et la hauteur utile  $H_u = 8$  [m].

### REMARQUE :

*A part le bassin versant d'Ambatomainty, deux petits bassins versants se trouvent en amont immédiat de la retenue, d'une superficie de 9 [km<sup>2</sup>] (selon la Carte 1) contribuent aussi à l'alimentation en eau de la retenue. Le volume d'eau recueilli sur ces petits BV est de l'ordre de 2 054 197 [m<sup>3</sup>] par an. En additionnant avec le volume dérivé de la rivière Ambatomainty, l'apport en eau total de la retenue est estimé à 19 872 010 [m<sup>3</sup>] par an.*



Carte 4: Bathymétrie de la retenue

## 7.6 VOLUME D'EAU EXPLOITABLE ET EVALUATION DES SURFACES IRRIGABLES

### 7.6.1 ESTIMATION DES PERTES

Les plus importants et qui nous intéressent sont : les pertes par évaporation directe à la surface de la retenue et les pertes par infiltration dans la cuvette.

Les pertes en eau au niveau de la retenue consistent donc à la quantification de ces grandeurs. Or, du fait que la retenue se trouve sur une zone marécageuse, en saturation continue, on négligera la perte par infiltration. Seule la quantité restante à déterminer sera l'évaporation à la surface de la retenue.

La hauteur de l'évaporation annuelle au droit du site de la retenue est de 1 925 [mm] (mesure sur terrain) appliqué à la superficie de 390 [ha], la perte par évaporation est évaluée à 7 507 500 [m<sup>3</sup>/an]. En supposant que les pertes sont compensées pendant le remplissage de la retenue, notamment pendant la saison de pluie de Octobre à Avril, on ne tiendra compte alors que des pertes pendant la période d'exploitation (Juin à Septembre) qui sont évaluées à 2 719 217 [m<sup>3</sup>].

### 7.6.2 VOLUME EXPLOITABLE DE LA RETENUE

Le volume réellement exploitable est donné par la relation suivante :

$$V_E = V_U - V_P \quad (34)$$

Où :

$V_E$ , désigne le volume exploitable dans la retenue en [m<sup>3</sup>/ans]

$V_U = 19\,469\,710$  [m<sup>3</sup>/an], désigne le volume utile de la retenue

$V_P = 2\,719\,217$  [m<sup>3</sup>/an], désigne le volume des pertes au niveau de la retenue

Après calcul on trouve  $V_E = 16\,750\,493$  [m<sup>3</sup>/an].

### 7.6.3 EVALUATION DE LA SURFACE IRRIGABLE

La capacité de la retenue peut être évaluée à partir de la relation suivante :

$$C = B_{total} \cdot S_{ir} \quad (35)$$

Où :

$C = 16\,750\,493$  [m<sup>3</sup>/ans], désigne la capacité réellement utilisable égale à  $V_E$

$B_{total} = 20\,327$  [m<sup>3</sup>/ha], désigne le besoin en eau total de la riziculture

$S_{ir}$ , désigne la superficie totale irriguée [ha]. Selon la relation (46) ci-dessus, on en déduit :

$$S_{ir} = \frac{C}{B_{total}} \quad (36)$$

Après calcul, la superficie réellement irrigable par la retenue est de l'ordre de 824 [ha].

Connaissant la surface totale irriguée et le débit d'équipement (paragraphe 6.7), le débit de dimensionnement du réseau d'irrigation est donné par la relation suivante :

$$Q = q_e \cdot S_{ir} \quad (37)$$

Où :

$Q$ , désigne le débit pour dimensionner le réseau [ $m^3/s$ ]

$q_e = 1,70$  [ $l/s/ha$ ], désigne le débit d'équipement

$S_{ir} = 824$  [ $ha$ ] désigne la surface irriguée

Pour l'avant-canal, le débit de dimensionnement est de  $1,40$  [ $m^3/s$ ].

En admettant que le canal est en terre de forme trapézoïdale, et en posant une pente de  $2\%$ , on a les dimensions suivantes :

Tableau n° 47 : Dimensions hydrauliques de l'avant-canal

<b>Qn</b> <b>[m<sup>3</sup>]</b>	<b>b</b> <b>[m]</b>	<b>h</b> <b>[m]</b>	<b>S</b> <b>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>P</b> <b>[m]</b>	<b>Rh</b> <b>[m]</b>	<b>m</b>	<b>I</b> <b>[m/m]</b>	<b>v</b> <b>[m/s]</b>
1,40	0,80	1,00	1,70	3,52	0,48	1,00	0,002	0,82

Où :

$Q_n$ , désigne le débit nominal de l'avant-canal [ $m^3$ ]

$b$ , désigne la largeur du canal en [ $m$ ]

$h$ , désigne la hauteur du canal en [ $m$ ]

$S$ , désigne la surface mouillée en [ $m^2$ ]

$P$ , désigne le périmètre mouillé en [ $m$ ]

$R_h$ , désigne le rayon hydraulique en [ $m$ ]

$m$ , désigne le fruit de la berge sans dimension

$v$ , désigne la vitesse d'écoulement dans le canal en [ $m/s$ ]

$I$ , désigne la pente du canal en [ $m/m$ ]

## Chapitre 8

### ETUDE ET CONCEPTION DU BARRAGE DE RETENUE

#### 8.1 CHOIX DU TYPE DE BARRAGE A REALISER

Dans un projet d'aménagement agricole, le barrage constitue le principal ouvrage d'alimentation en eau du périmètre irrigué.

Selon la géologie de la zone d'étude, le site d'implantation du barrage se trouve dans une zone de plaine alluviale ; donc à fondations meubles amenant ainsi à adopter un barrage en terre à structure souple.

En outre, les barrages en terre sont constitués par des matériaux de granulométrie assez fine et étalée. Ils sont constitués par des matériaux extrêmement variés allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers.

Il existe trois types de barrages en terre :

- Le barrage homogène ;
- Le barrage à noyau étanche ;
- Le barrage à masque amont.

En supposant que l'on disposant de matériaux terreux satisfaisant, en quantité et en qualité, la condition d'étanchéité, on a choisi d'implanter un barrage homogène.

#### 8.2 DETERMINATION DU PROFIL DU BARRAGE EN TERRE

L'ouvrage prévu est un barrage en terre homogène. La mise en eau du barrage va entraîner la nécessité de mise en place d'un système de protection du parement amont et de drainage en aval pour éviter la perte de stabilité.

##### 8.2.1 HAUTEUR DU BARRAGE

La hauteur du barrage est égale à la somme de la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil et de la revanche.

$$H_b = H_n + h_{max} + Rev \quad (38)$$

Où :

$H_b$ , désigne la hauteur du barrage en [m]

$H_n$ , désigne la hauteur normale du barrage au niveau du seuil = 10,00 [m]

$h_{max}$ , la charge maximale au-dessus du seuil = 0,50 [m]

$Rev$ , désigne la revanche = 1,50 [m] (cf. Annexe 12)

Après calcul on a  $H_b = 12,00$  [m], l'ouvrage est classé parmi les grands barrages.

### 8.2.2 LARGEUR EN CRETE ( $L_c$ )

La largeur en crête d'un barrage en terre doit être fixée de façon à éviter la circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. De plus, elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

En effet elle doit être supérieure à 3 [m]. Pour les ouvrages de hauteur supérieure à 9 [m] on admet souvent une largeur égale au 1/3 de la hauteur ou par les formules suivantes :

$$L_c = 1,65\sqrt{H_b} \quad \text{ou} \quad L_c = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (39)$$

Après calcul, pour chaque formule, on trouve  $L_c = 3,70$  [m] ou  $5,05$  [m] ou  $5,50$  [m]. En considérant la valeur minimale admissible par NIHYCRI, la largeur en crête adoptée est  $L_c = 5,00$  [m].

### 8.2.3 PENTES DES TALUS ( $i$ )

Les pentes des talus d'un barrage en terre est fixée de façon à vérifier les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, les pentes des parements sont fixées en fonction de la nature des remblais utilisés.

En effet, selon NIHYCRI, pour un barrage homogène la pente des talus amont et aval sera prise égale à 3/1. Mais cette valeur ne sera fixée qu'après vérification des stabilités des talus en connaissant «  $c$  » et «  $\varphi$  » des matériaux de remblai, déterminer à partir des essais en laboratoire des matériaux de construction.

## 8.3 ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE

L'étude se fait en deux parties :

- Etude de stabilité du barrage considéré comme un seul bloc.
- Etude de stabilité par tranche du barrage en terre.

### 8.3.1 ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE CONSIDERE COMME UN SEUL BLOC

#### 8.3.1.1 Schéma de calcul

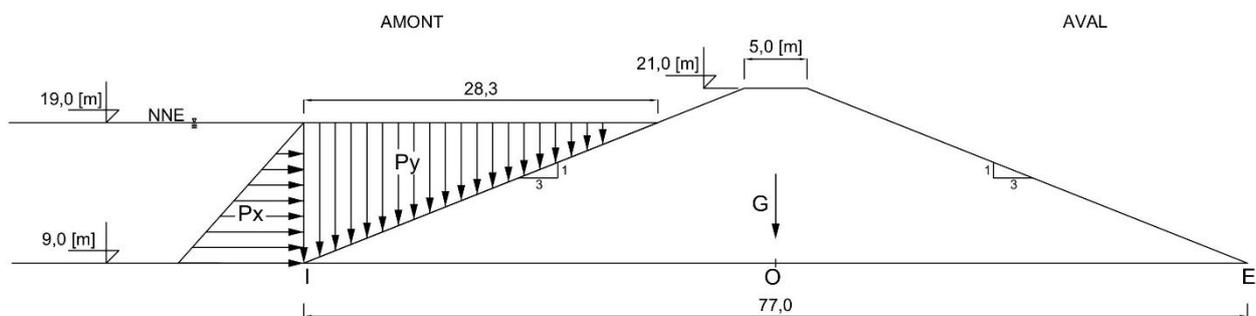


Figure 19 : Etats de sollicitations du barrage

Les forces stabilisatrices sont : le poids propre G du barrage et le poids de l'eau P(y) sur le talus amont. Par contre la force déstabilisatrice est la poussée de l'eau P(x). En module :

$$G = S_b \cdot \gamma_{sol}; \quad P_y = S_e \cdot \gamma_{eau}; \quad P_x = \gamma_{eau} \cdot \frac{H^2}{2} \quad (40)$$

Où :

$S_b = 492,00 [m^2]$ , désigne la surface de la section droite du corps du barrage

$\gamma_{sol} = 1,80 [t/m^3]$ , désigne le poids volumique du sol constituant le corps du barrage

$S_e = 141,50 [m^2]$ , désigne la surface de la section droite du volume d'eau sur le talus amont

$\gamma_{eau} = 1,00 [t/m^3]$ , désigne le poids volumique de l'eau

$H = 10,00 [m]$ , désigne la hauteur d'eau en amont du barrage

Après calcul on a :  $G = 885,60 [tf/ml]^2$  ;  $P_y = 254,70 [tf/ml]$  ;  $P_x = 50,00 [tf/ml]$ .

- G est dirigé vers le bas et passe par le centre de la base.
- $P_y$  est dirigé vers le bas et concentré au tiers de la base horizontale de  $S_e$ .
- $P_x$  est dirigé horizontalement vers le talus et concentrée au niveau  $H/3$  depuis le point I.

### 8.3.1.1 Calcul des stabilités du barrage

Les vérifications à faire sont : la stabilité de l'ouvrage au glissement et au renversement, puis la stabilité interne de l'ouvrage.

#### a) Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est vérifiée si le coefficient de sécurité au glissement, c'est à dire le rapport entre l'effort stabilisant et l'effort renversant, est strictement supérieur à 1.

Soit :

$$\frac{(G + P_y) \operatorname{tg} \varphi}{P_x} > 1 \quad (41)$$

$\varphi$  est l'angle de frottement entre matériaux. Ici, il s'agit de frottement entre sol et sol donc c'est l'angle de frottement interne du sol de fondation de type alluvionnaire pour lequel on a pris

$\varphi = 22^\circ$  et  $\operatorname{tg} \varphi = 0,40$ . Le coefficient de sécurité au glissement, après calcul, est égal à 9,12. La stabilité au glissement est largement vérifiée.

#### b) Stabilité au renversement

Pour la stabilité au renversement, le coefficient de sécurité doit être supérieur à 1,5 ; c'est-à-dire le rapport entre les moments de stabilisation et les moments de renversement autour du point E.

Soit :

---

<sup>2</sup> Tonne force par mètre linéaire du barrage

$$\frac{M(G) + M(P_y)}{M(P_x)} > 1,5 \quad (42)$$

Où :

$M(G) = 34\,095,60$  [tf.m/ml], désigne le moment de  $G$  par rapport à  $E$

$M(P_y) = 17\,209,23$  [tf.m/ml], désigne le moment de  $P_y$  par rapport à  $E$

$M(P_x) = 166,67$  [tf.m/ml], désigne le moment de  $P_x$  par rapport à  $E$

La valeur du coefficient de sécurité au renversement est égale à 307,83.

### c) Vérification des contraintes à la base

La vérification s'effectue à partir des moments par rapport au centre de la base, le point  $O$ , donnée en valeur algébrique et à partir des efforts normal. Les moments des forces par rapport à  $O$  sont respectivement :  $M_O(G) = 0$  ;  $M_O(P_y) = -7\,403,28$  [tf.m/ml] ;  $M_O(P_x) = 166,67$  [tf.m/ml]

La somme des moments par rapport à  $O$  est  $M = -7\,236,61$  [t.m/ml], ce qui définit l'excentricité  $e$ , telle que :

$$e = \frac{M}{N} \quad (43)$$

$N$  est la somme algébrique des forces verticales, après calcul on a  $e = -6,35$  [m], c'est-à-dire que la résultante des efforts se trouve dans la zone de tiers central de la base (section IOE).

La valeur des contraintes normales aux points  $E$  et  $I$  est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{E,I} = \frac{N}{b} \mp \frac{6M}{b^2} \quad (44)$$

Où :

$b = 77,00$  [m], désigne la largeur à la base du barrage

Ce qui nous donne les contraintes à chaque extrémité de la base du barrage :

$$\sigma_E = 7,49 \text{ [tf/m}^2\text{/ml]} \text{ et } \sigma_I = 22,13 \text{ [tf/m}^2\text{/ml]} \text{ d'où } \sigma_{\max} = 22,13 \text{ [tf/m}^2\text{/ml]}$$

Par convention de signe, contrainte de traction négative, les contraintes sont celles de compression. C'est qui veut dire qu'à la base de l'ouvrage, au niveau du sol de fondation, la pièce travaille en compression totale ce qui exclut formellement la formation de fissures dans le corps du barrage.

Par ailleurs, le tassement provoqué par  $\sigma_{\max}$  doit être inférieur au tassement admissible du sol de fondation (déterminer à partir des essais œdométriques du sol de fondation), et toutefois, la condition suivante doit être vérifiée :  $\sigma_{\max} < \frac{\bar{\sigma}}{4}$  où  $\bar{\sigma}$  est la contrainte admissible du sol de fondation.

### 8.3.2 ETUDE DE STABILITE PAR LA METHODE DE TRANCHE

L'étude de stabilité par la méthode de tranche d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation. La stabilité est calculée en régime permanent pour le talus aval et en régime transitoire, notamment à la vidange, pour le talus amont.

Le but est de trouver le cercle critique de glissement qui nous donnera le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) minimal. Toutefois, il faut que  $F_s$  ne soit pas inférieur à 1,5.

Il existe plusieurs méthodes de calculs suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle du massif du barrage. La méthode la plus couramment utilisée est celle de BISHOP (cf. Annexe 13).

Dans la suite de cette étude, le calcul se fera seulement pour le cas permanent, c'est-à-dire, uniquement pour le talus aval.

### 8.3.2.1 Caractéristiques du barrage et du remblai

Le profil général et les caractéristiques du barrage d'après le prédimensionnements sont :

- Terrain de fondation imperméable ou rendu imperméable
- Nature du remblai : argile sableuse
- Hauteur du barrage : 12,00 [m]
- Longueur du barrage : 1715 [m]
- Largeur en crête : 5,00 [m]
- Largeur en base : 77,00 [m]
- Fruit de talus amont et aval : 3/1 (1 vertical pour 3 horizontal)
- Côte crête du barrage : 21,00 [m]
- Côte crête du déversoir : 18,00 [m]
- Volume du corps du barrage : 843 780,00 [m<sup>3</sup>]

Pour appliquer la méthode de BISHOP, nous devons disposer des données supplémentaires sur les caractéristiques mécaniques du remblai, tels que :

- Poids volumique sec :  $\gamma_d = 18$  [kN/m<sup>3</sup>]
- Poids volumique humide :  $\gamma_h = 19$  [kN/m<sup>3</sup>]
- Poids volumique saturé :  $\gamma_s = 20$  [kN/m<sup>3</sup>]
- Cohésion :  $c = 8$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 22$  [°]

### 8.3.2.2 Résultats des calculs des coefficients de sécurité ( $F_s$ )

On calcul les coefficients de sécurité  $F_s$  correspondant à chaque état du massif du barrage, selon que :

- Le massif est à l'état naturel, où le barrage n'est pas encore rempli d'eau, on a  $F_s = 1,83$
- Le massif est saturé d'eau, c'est-à dire qu'il y a infiltration d'eau dans le corps selon la ligne de saturation (Figure 19 ci-dessous), on a  $F_s = 1,34$
- Le massif est drainé, c'est-à-dire après mise en place des drain-filtres dans le corps du barrage, on a  $F_s = 2,26$ .

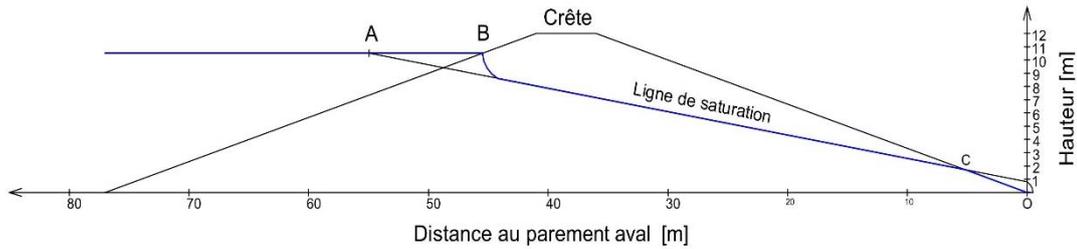


Figure 20 : Ligne de saturation dans le corps du barrage

Après avoir tracé la ligne de saturation, on constate que le point de résurgence des eaux d'infiltration se trouve sur le parement aval du barrage. Cette situation est dangereuse pour l'ouvrage.

Pour résoudre ce problème, on doit rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. Pour cela, on muni le barrage d'un « drain-filtre » selon le parement à protéger.

### 8.3.2.3 Débit de fuite

L'évaluation du débit de fuite nous permet de vérifier que la retenue ne perd pas trop d'eau dans le corps du barrage.

Connaissant la position du point de résurgence de la ligne de saturation, on peut facilement calculer le débit unitaire de fuite selon la formule suivante :

$$q = K \cdot OC \cdot \sin^2 \alpha \quad (45)$$

[cf. *Etudes et impacts de l'implantation du barrage de Charlas*]

Où :

$q$ , désigne le débit de fuite en [ $m^3/s$ ]

$K$ , désigne le coefficient de perméabilité de DARCY,  $K = 1.10^{-8}$  (remblai compacté)

$OC = 5,40$  [m], selon la géométrie du barrage

$\alpha = 18,00$  [°], l'angle que fait le talus du barrage avec l'horizontale

Après calcul, on trouve  $q = 5,16 \cdot 10^{-9}$  [ $m^3/s$ ] par unité de longueur du barrage. En multipliant ce débit par la longueur du barrage, on trouve que l'on perd  $8,80 \cdot 10^{-6}$  [ $m^3/s$ ], soit  $279,00$  [ $m^3$ ] pour une année de stockage. Cette perte n'est pas énorme, mais il faut la récupérer en sortie du barrage pour éviter la création des ravines d'écoulement, au pied du barrage, qui à la longue pourraient endommager le terrain à l'aval du barrage. Pour cela, on pose un canal de récupération en aval immédiat du barrage.

### 8.3.2.3 Disposition et constitution du drain-filtre

Selon sa disposition dans le corps du barrage, on distingue en général deux type de drain :

- Le « drain-tapis », placé horizontalement sur la partie aval du massif et au contact avec la fondation.
- Le « drain vertical », placé au centre du barrage, souvent suivie d'un système d'évacuation d'eau (tuyau, drain horizontal ...)

Selon NIHYCRI, on adopte un drain vertical en sable propre de 0 à 5 [mm], d'épaisseur 0,80 [m], munie à sa base d'un collecteur enrobé de géotextile filtrant. Les eaux recueillies sont évacuées par le tapis drainant, composé de gravillons 5/25 de 0,50 [m] d'épaisseur, dans un fossé de profondeur environ 0,30 [m] situé au pied du talus aval du barrage.

## 8.4 EVACUATEUR DE CRUE

L'évacuateur de crue est destiné à éviter la submersion de l'ouvrage lors d'une crue, son rôle est alors d'évacuer le maximum de débit possible.

Selon son type de fonctionnement hydraulique, on peut classer les évacuateurs en deux groupes : les évacuateurs à surface libre et les évacuateurs en charge. En fait, dans cette étude, on ne s'intéresse qu'à l'évacuateur de surface.

En général, l'évacuateur de surface est constitué par :

- Un déversoir au-dessus de lequel l'eau peut s'écouler ;
- Un coursier qui conduit l'eau vers le talweg ;
- Un bassin de dissipation d'énergie faisant suite au coursier.

Selon l'emplacement du déversoir par rapport au barrage, l'évacuateur de crue peut être « *latéral* » (situé sur l'une des rives de la retenue) ou « *frontal* » (faisant corps avec le barrage).

Le choix sur l'installation du déversoir dépend des divers paramètres concernant le site d'implantation (topographie, géologie, ...) et le coût d'installation de l'ouvrage.

En effet, compte tenu de la configuration topographie et de la hauteur du barrage relativement faible, moins de 15 [m], un déversoir frontal en béton placé au centre du barrage a été choisi.

Le dimensionnement de l'évacuateur de crue consiste à déterminer les dimensions relatives aux différents ouvrages qui le constituent.

### 8.4.1 DEVERSOIR

#### 8.4.1.1 Profil du seuil

Selon NIHYCRI, on considère un déversoir à « *seuil normal* » à parement amont vertical. En effet, la crête et la partie aval du déversoir sont profilées de sorte à épouser la forme de la face inférieure de la lame déversante.

Ce type de seuil donne des meilleures valeurs du coefficient de débit  $m$ , et sa forme peut être définie à partir de la relation suivante :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2 h^{0,85}} \quad (46)$$

Où  $(x ; y)$  sont les coordonnées des points appartenant au parement aval du seuil dans un plan vertical et  $h$  est la charge au-dessus du seuil (le profil du seuil est représenté en Annexe 17).

Le coefficient de débit correspondant à ce type de seuil varie de 0,45 à 0,49. Or, en pratique, on prend souvent  $m = 0,45$  compte tenu des éventuelles malfaçons lors de l'exécution de l'ouvrage.

### 8.4.1.2 Etude de stabilité du seuil

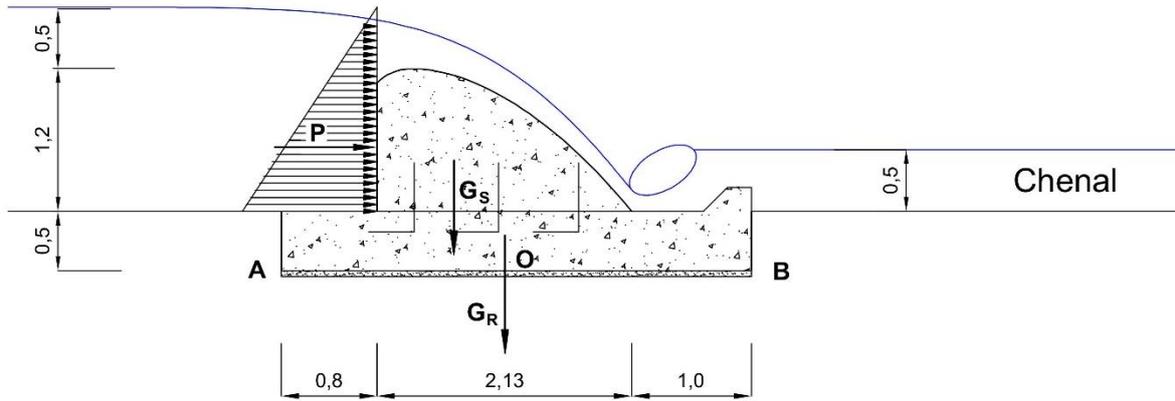


Figure 21 : Etats de sollicitation du seuil du déversoir

Les forces stabilisatrices sont le poids propre ( $G_S$ ) du seuil et le poids ( $G_R$ ) du radier, tandis que la force déstabilisatrice est la poussée de l'eau ( $P$ ), dont les expressions sont :

$$G_S = S_s \cdot \gamma_b; \quad G_R = S_R \cdot \gamma_b; \quad P = P_1 + P_2 = (\gamma_{eau} \cdot H_a \cdot H_s) + \left( \gamma_{eau} \cdot \frac{H_s^2}{2} \right) \quad (47)$$

Où :

$S_s = 1,80 [m^2]$ , désigne la surface de la section droite du seuil

$S_R = 1,97 [m^2]$ , désigne la surface de la section droite du radier

$\gamma_b = 2,50 [t/m^3]$ , désigne le poids volumique du béton

$\gamma_{eau} = 1,00 [t/m^3]$ , désigne le poids volumique de l'eau

$H_a = 1,70 [m]$ , désigne la hauteur d'eau en amont du seuil

$H_s = 1,20 [m]$ , désigne la hauteur du seuil

Après calcul on a :  $G_S = 4,40 [tf/ml]^3$  ;  $G_R = 4,9 [tf/ml]$  ;  $P = 2,70 [tf/ml]$ .

Les vérifications à faire sont : la stabilité du seuil au glissement et au renversement (par rapport au point B), puis la stabilité interne du seuil par la vérification de la règle du tiers central et la contrainte maximale à la base.

Les résultats de calcul des différentes stabilités sont alors présentés dans les tableaux ci-après :

Tableau n° 48 : Coefficients de stabilité du seuil

Coefficient	Kg	Kr	e [m]	$\sigma_{max}$ [tf/m <sup>2</sup> ]
Valeur calculée	1,3	7,1	-0,4	10,9
Condition limite	> 1	> 1,5	[-0,65 ; 0,65]	$< \frac{\bar{\sigma}}{4}$

D'après ces résultats, on conclut que le seuil est stable au glissement, au renversement et la règle du tiers centrale est aussi vérifiée.

<sup>3</sup> t./ ml = tonne par mètre linéaire du barrage

### 8.4.1.3 Longueur du déversoir ( $L_{dev}$ )

La longueur du déversoir est déduit de la loi de débit d'un déversoir, selon que :

$$L_{dev} = \frac{Q}{m \sqrt{2g} h^{3/2}} \quad (48)$$

Le calcul de la longueur du déversoir tient compte des paramètres suivants :

- De l'importance du plan d'eau ou de la charge au-dessus du seuil ;
- Du débit de crue à évacuer.

La méthode couramment utilisée consiste à fixe la charge au-dessus du seuil puis on calcul la longueur du déversoir correspondant. L'optimisation de la longueur du déversoir consiste à trouver un équilibre entre le coût du barrage et celui de l'évacuateur de crue. Ainsi la solution économique pourra :

- Un déversoir long à faible charge ;
- Un déversoir court à forte charge.

Un déversoir long à faible lame déversante présente certains avantages tels qu'une hauteur de barrage réduite, une dissipation d'énergie peu importante et une possibilité d'évacuation des crues supérieures à ceux prévus.

Tandis qu'un déversoir court à forte lame déversante peut constituer une solution intéressante dans le cas d'une très grande surface de retenue. Il permet, pour une légère surélévation du barrage d'emmagasiner de volume supplémentaire très important susceptible de réduire le débit à évacuer. Toutefois, il nécessite un dispositif de dissipation d'énergie important et plus coûteux.

Selon les calculs effectués à l'Annexe 15, la longueur du déversoir adoptée est :  $L_{dev} = 200,00$  [m] avec une charge au-dessus du seuil :  $h_{max} = 0,50$  [m].

### 8.4.2 CHENAL D'ECOULEMENT

C'est un chenal à section rectangulaire, en béton lisse, qui se trouve à l'aval immédiat du déversoir. Sa pente doit être assez faible pour que le régime d'écoulement y soit fluvial.

Tableau n° 49 : Dimensions et grandeurs relatives au chenal d'écoulement

$Q_n$ [m <sup>3</sup> /s]	$l$ [m]	$L$ [m]	$y_c$ [m]	$y_o$ [m]	Rev [m]	$h_c$ [m]	$h$ [m]
146,0	200,0	10,0	0,4	0,5	0,5	0,9	1,0

Où :

$Q_n$ , désigne le débit nominal du chenal, égal au débit évacué par le déversoir.

$l$ , désigne la largeur du chenal, égale à la longueur du déversoir.

$L$ , désigne la longueur du chenal. Sa dimension est arbitraire mais il est préférable qu'elle ne soit pas très courte.

$y_c$ , désigne la profondeur critique dans le chenal.

$y_o$ , désigne la profondeur normale dans le chenal.

Rev, désigne la revanche.

$h_c$ , désigne la hauteur critique du chenal.

$h$ , désigne la hauteur normale du chenal.

D'après ce tableau, on a  $y_c = 0,4$  [m] et  $y_o = 0,5$  [m] d'où  $y_o > y_c$ , c'est-à-dire que l'écoulement dans le chenal est de type fluviale.

### 8.4.3 COURSIER

Le coursier fait suite au déversoir et conduit l'eau vers le talweg. Il est construit en béton et sa section est aussi rectangulaire.

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où est atteinte la hauteur critique  $y_c$ ) à partir de laquelle la pente augmente et l'écoulement devient torrentiel. Le tirant d'eau dans le coursier est tel qu'à la section de contrôle, il est égal à  $y_c$  et diminue le long du coursier.

Tableau n° 50 : Dimensions et grandeurs relatives au coursier

$Q_n$ [m <sup>3</sup> /s]	$l_1$ [m]	$l_2$ [m]	$L_{conv}$ [m]	$L$ [m]	$y$ [m]	Rev [m]	$h$ [m]
146,0	200,0	198,0	3,1	27,1	0,1	0,7	0,8

Où :

$Q_n$ , désigne le débit nominal du coursier, égal au débit évacué par le déversoir.

$l_1$ , désigne la largeur du bief amont du convergent.

$l_2$ , désigne la largeur du coursier.

$L_{conv}$ , désigne la longueur du convergent.

$L$ , désigne la longueur du coursier.

$y$ , désigne le tirant d'eau dans le coursier à l'entrée du bassin de dissipation.

Rev, désigne la revanche.

$h$ , désigne la hauteur normale du coursier.

### 8.4.4 BASSIN DE DISSIPATION

Le dimensionnement du bassin de dissipation consiste à vérifier s'il y a formation de ressaut à la rupture de pente à la fin du coursier, de déterminer le type de bassin et les dimensions correspondantes.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent du nombre de Froude :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad (49)$$

Où :

$F$ , désigne le nombre de Froude sans unité

$V = 6,1$  [m/s], désigne la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin de dissipation

$y = 0,1$  [m], désigne le tirant d'eau à l'entrée du bassin de dissipation

$g = 9,81$  [m/s<sup>2</sup>], désigne l'accélération de la pesanteur

Après calcul, on a  $F = 7,1$  ; cette valeurs nous montrent qu'il y a formation nette du ressaut à la fin du coursier et la mise en place d'un bassin de dissipation d'énergie est nécessaire (*Technique de barrage en aménagement rural*).

Par ailleurs, la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin de dissipation est de 5,7 [m/s], le bassin de dissipation sera de « type II » (*Technique des barrages en aménagement rural*)

Les dimensions du bassin de dissipation sont :

- longueur : 5,2[m]
- larguer : 198,0 [m]
- hauteur : 1,2 [m]

Les dimensions des éléments des blocs constituant le bassin sont :

- Blocs de chute :
  - largeur d'un bloc : 0,1 [m]
  - hauteur d'un bloc : 0,1 [m]
  - espacement entre blocs : 0,1 [m]
  - nombre de blocs : 490 blocs
- Blocs chicane :
  - largeur en crête : 0,1 [m]
  - largeur à la base : 0,1 [m]
  - hauteur d'un bloc : 0,1 [m]
  - longueur d'un bloc : 0,1 [m]
  - espacement entre blocs : 0,1 [m]
  - parement amont : vertical
  - pente du parement aval : 1/1
  - nombre de blocs : 1 063 blocs
- Seuil terminal :
  - hauteur du seuil : 0,1 [m]
  - pente du parement amont : 1/2
  - parement aval : vertical

## 8.5 OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE

Les ouvrages de prise et de vidange font partis des ouvrages annexes au barrage réservoir. Selon le type de prise, notamment la prise au pied du barrage, on peut combiner ces deux ouvrages.

En effet, l'ouvrage sera constitué en général par une prise, notamment un tour de prise, une conduite enterrée traversant le barrage, et du fait que la retenue est destinée à une utilisation agricole, un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation et au drain à l'aval. Sans oublier les vannes de manœuvre en amont et en aval.

### 8.5.1 CONDUITE DE PRISE ET DE VIDANGE

#### 8.5.1.1 Hypothèses de calcul

Pour le calcul de la conduite de prise et de vidange, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement dans la conduite est un écoulement en charge.
- La conduite est dimensionnée de manière à ce que la vanne menant à l'ouvrage d'irrigation soit fermée et celle servant à vidanger la retenue soit ouverte.
- La vitesse d'écoulement soit comprise entre 3 m/s et 7m/s (*Technique des barrages en aménagement rural*).
- Nous admettons un débit de vidange  $Q_v = 3$  [m<sup>3</sup>/s].

#### 8.5.1.2 Calcul des diamètres extrêmes

Selon la condition de vitesse d'écoulement dans la conduite on a :

$$3 \leq V \leq 7 \text{ [m/s]}$$

On en déduit :

$$0,43\sqrt{Q_v} \leq D \leq 0,65\sqrt{Q_v}$$

D'où :

$$0,745 \leq D \leq 1,126$$

Soit  $D_{\min} = 745$  [mm] et  $D_{\max} = 1\,126$  [mm], le débit de vidange étant de 3 [m<sup>3</sup>/s]. Par ailleurs, les diamètres nominaux des conduites existants sont :  $\emptyset 800$ ,  $\emptyset 1000$ ,  $\emptyset 1200$ .

#### 8.5.1.3 Choix du diamètre de la conduite

Le choix du diamètre de la conduite est à la fois technique et économique. C'est-à-dire, qu'on doit tenir compte de l'efficacité de l'ouvrage mais aussi de son coût.

*Tableau n° 51 : Temps de vidange de la retenue*

<b>D</b> <b>[mm]</b>	<b>Temps</b> <b>[jour]</b>
800	52
1000	32
1200	22

D'après ces résultats, techniquement le diamètre 1200 [mm] est satisfaisant, et économiquement le diamètre le plus petit présente le meilleur choix. Par ailleurs, la capacité de la conduite doit permettre la vidange de la retenue en 8 à 30 jours (*Technique des barrages en aménagement rural*).

Ainsi, pour trouver un compromis entre ces deux critères, on prend le diamètre 1 000 [mm] bien que le temps de vidange ait un peu dépassé la limite requis, de plus, elle permet la visite à l'intérieure de la conduite pour une éventuelle intervention et entretien de l'ouvrage.

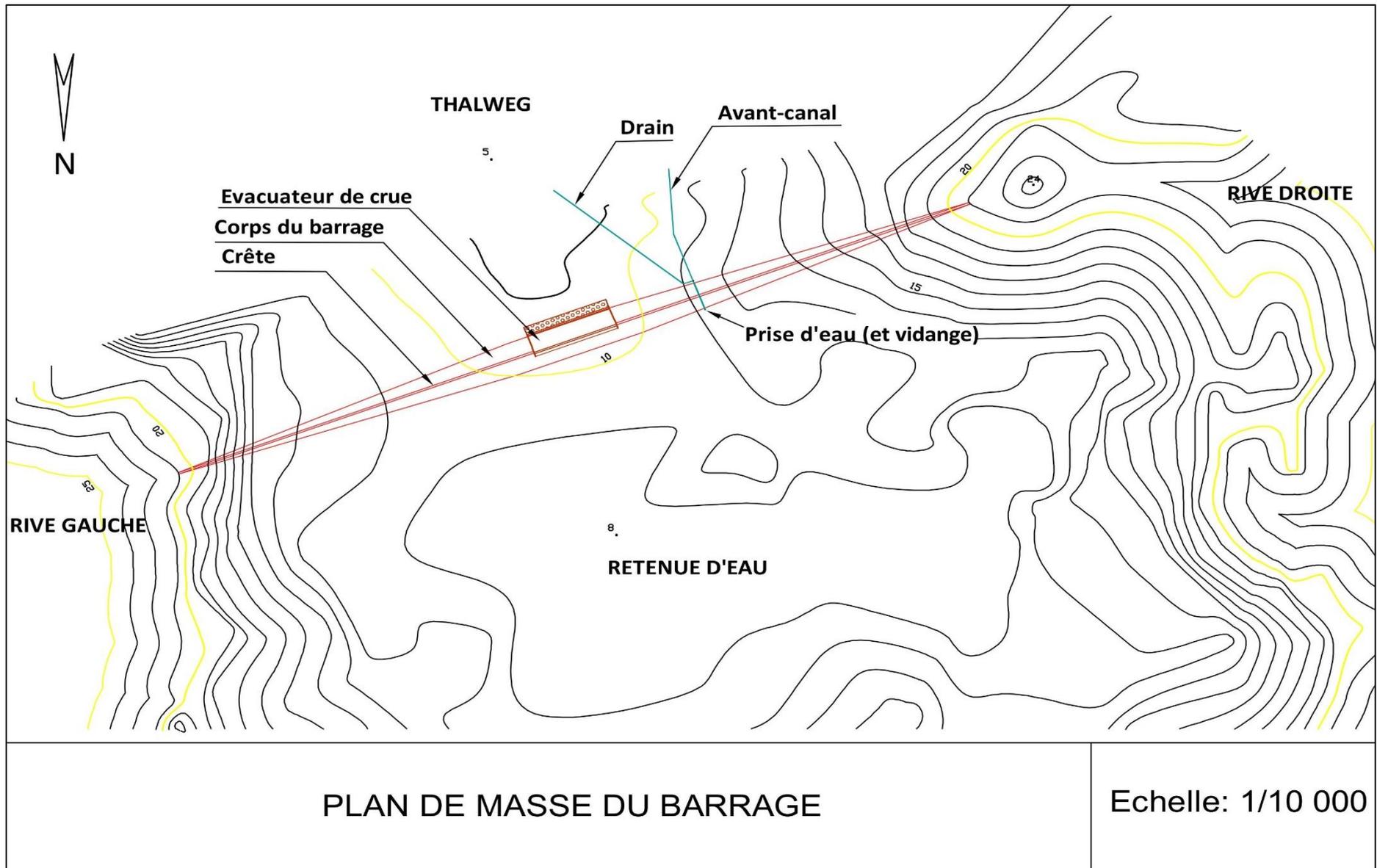


Figure 22 : Plan de masse du barrage de retenue

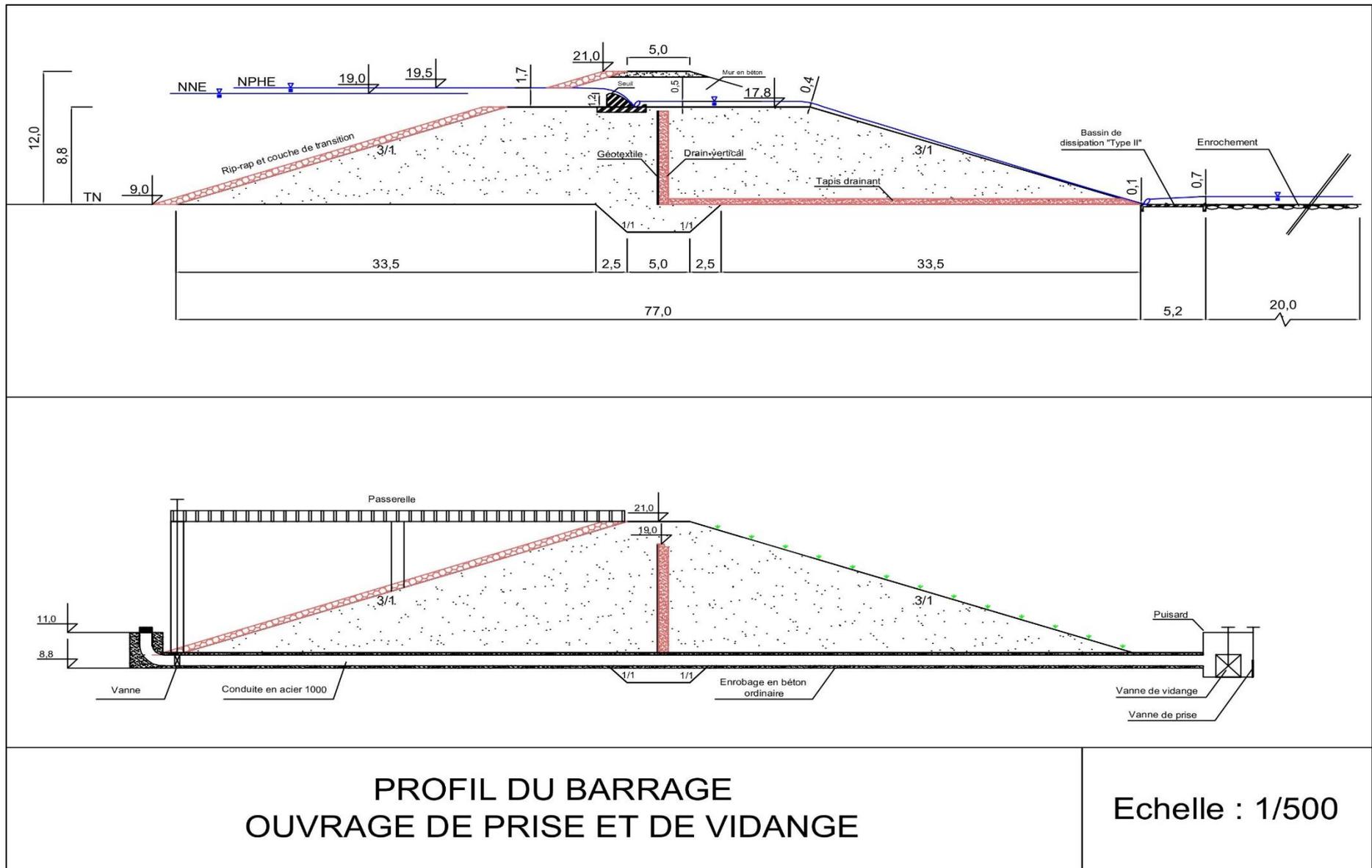


Figure 23 : Profil et dimensions du barrage de retenue

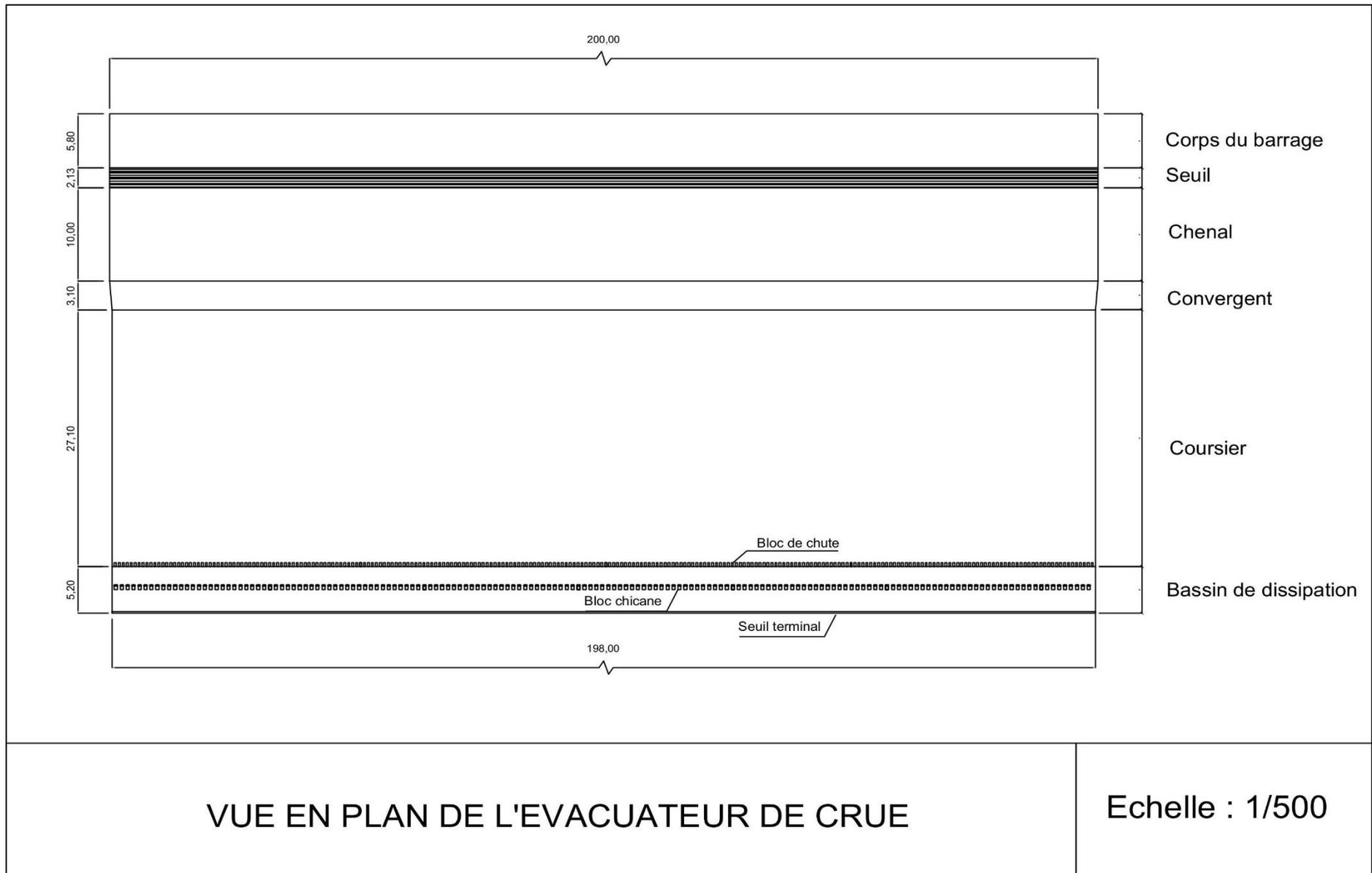


Figure 24 : Vue en plan de l'évacuateur de crue

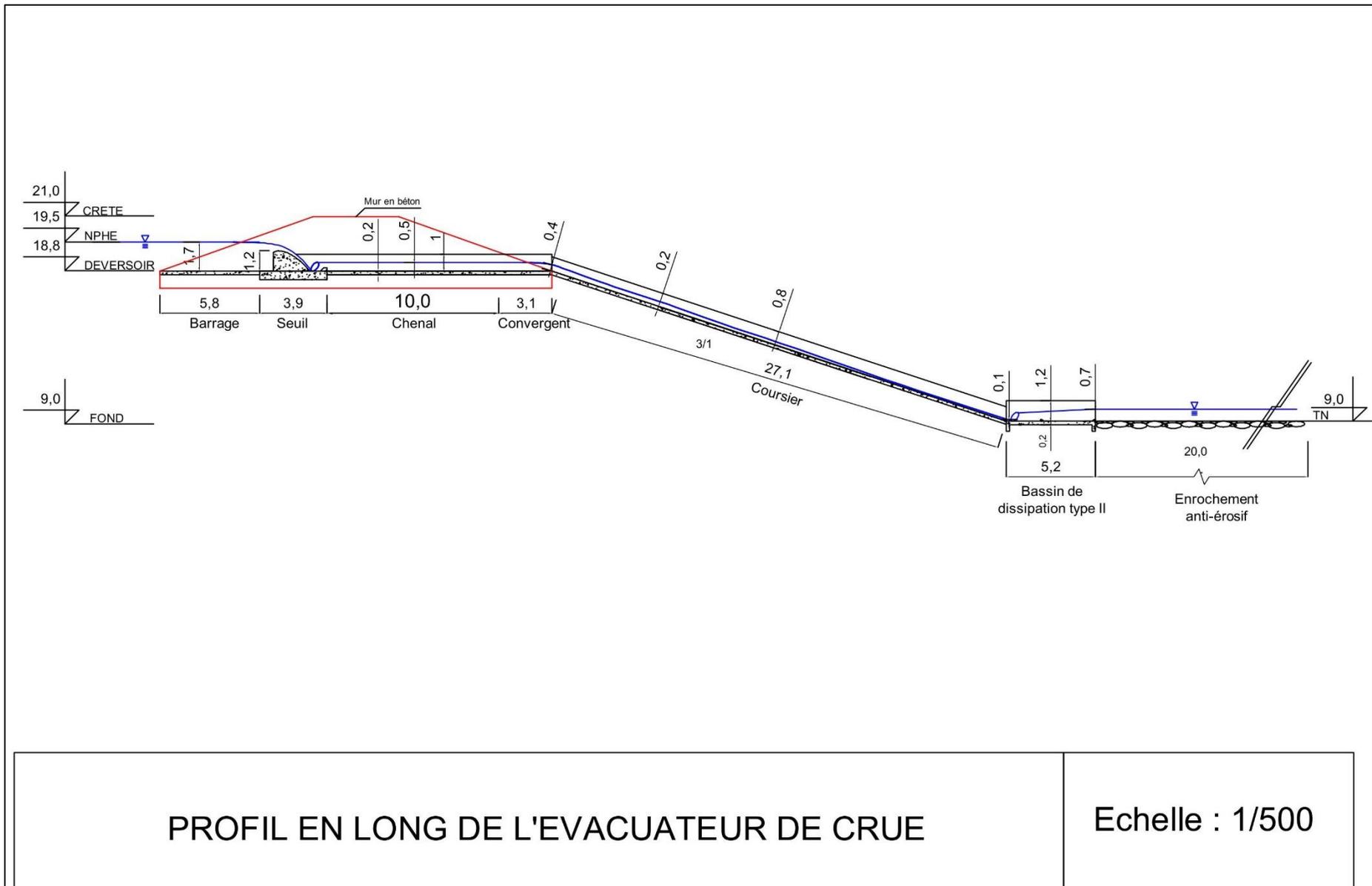


Figure 25 : Profil en long de l'évacuateur de crue

**PARTIE IV**  
**ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL, ECONOMIQUE ET FINANCIERE**  
**DU PROJET**

## Chapitre 9

### ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Actuellement, tous les projets d'investissements, susceptibles de porter atteinte à l'environnement, doivent faire l'objet d'une Etude d'Impact Environnemental (EIE). 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 à traiter avant, durant et après la réalisation des ouvrages, pour que les objets mis en place ne nuisent pas à l'environnement. Celle – ci consiste donc à analyser les conséquences de la réalisation du projet, tant sur l'environnement que sur les êtres humains présents sur le lieu, bénéficiaires ou non du projet.

#### 9.1 MISE EN CONTEXTE DU PROJET

L'article 4 de la loi portant Charte de l'Environnement Malagasy (Loi n° 90 033 du 21 décembre 1990, modifié par la loi n° 97 012 du 06 juin 1997), consacre l'obligation de protection de l'environnement, stipule que « *la protection et le respect de l'environnement sont d'intérêt général. Il est du devoir de chacun de veiller à la sauvegarde du cadre dans lequel il vit.* » En effet, une étude d'impact environnemental a pour objectif de mettre l'Homme en cohérence avec son environnement.

L'article 4 du décret n° 2004 – 167 du 03 février 2004 portant Mise en Compatibilité des Investissement avec l'Environnement (MECIE), modifiant le décret n° 99 – 945 du 15 décembre 1999, oblige tous les projets d'investissements qu'ils soient Privés ou Publics, susceptible de porter atteinte à l'environnement, de faire une Etude d'Impact Environnemental.

L'Annexe I du décret MECIE fixant les nouvelles dispositions relatives à la Mise En Compatibilité des Investissements avec l'Environnement stipule que les projets obligatoirement soumis à une EIE sont ceux qui se situent dans les « zones sensibles » ou pouvant les affecter et dont la superficie dépasse de 1 000 [ha]. L'Annexe II du même décret définit les types d'investissements obligatoirement soumis à un Programme d'Engagement Environnemental (PREE) notamment ceux ayant une superficie totale comprise entre 200 et 1 000 [ha].

Ainsi donc, pour le présent mémoire, la zone d'étude composée du site du projet s'étend sur une superficie de 390 [ha] environ, située dans une zone marécageuse près de la réserve naturelle d'Ankarafantsika. Constituant un stockage volumique total de l'ordre de 16 232 463 [m<sup>3</sup>] d'eau, obtenu en inondant volontairement une zone donnée, ce qui oblige, en effet, à procéder à une étude d'impact environnemental. Cependant, compte tenu du cadre de notre étude, classée avant-projet, l'étude se limitera par une simple analyse environnementale.

#### 9.2 IDENTIFICATION DES IMPACTS

Les impacts à identifier sont ceux correspondant à chaque phase du projet. Le projet comporte trois étapes : la phase préparatoire, la phase de réalisation et la phase d'exploitation y compris

l'entretien. Nous allons donc essayer d'examiner les conséquences de la réalisation de chacune de ces phases sur le milieu biophysique composé des éléments naturels tels que le sol, l'air, l'eau, la faune et la flore, et sur le milieu humain.

### 9.3 ANALYSE ET EVALUATION DES IMPACTS

L'évaluation des impacts est réalisée en établissant, d'une part une évaluation globale du projet permettant de définir si l'impact est direct ou indirect, et positif ou négatif. D'autre part une évaluation objective qui tient compte des trois critères suivants : l'*étendue*, la *durée* et l'*intensité*. Pour ce faire, la méthode consiste à pondérer ces trois critères en leur attribuant des notes : 1, 3 et 5.

- **L'étendue** : exprime la portée spatiale des effets de l'impact considéré.  
Elle est :
  - **Locale**, quand l'impact est ressenti seulement par la population dans l'environnement immédiat de l'activité ;
  - **Zonale**, quand l'impact est ressenti par l'ensemble de la population de la zone, ou par une proportion importante de la population ;
  - **Régionale**, quand l'impact est ressenti par l'ensemble de la population de la région, ou par une proportion importante de la population.
  
- **La durée** : se réfère à la période pendant laquelle l'impact se fait sentir.  
Elle est :
  - **Occasionnelle**, quand l'impact est ressenti pour une période courte ;
  - **Temporaire**, quand l'impact est ressenti de façon continue, mais pour une période de temps inférieure à la durée du projet, ou quand il est réversible.
  - **Permanente**, quand l'impact est ressenti de façon continue pendant une longue durée (supérieure ou égale à la durée de vie du projet), ou quand il est irréversible.
  
- **L'intensité** : traduit le degré de perturbation de l'élément environnemental considéré, relatif à son intégrité, à sa qualité, à sa fonction ou à son dynamisme interne.  
Elle est :
  - **Faible**, quand l'impact n'entraîne pas de modification perceptible de l'intégrité de l'élément environnemental ;
  - **Moyenne**, quand l'impact réduit de quelque peu l'utilisation, la qualité ou l'intégrité de l'élément environnemental ;
  - **Forte**, quand l'impact met en cause l'intégrité de l'élément environnemental touché, altère fortement sa qualité, modifie complètement la dynamique et l'aspect de l'élément concerné, ou restreint son utilisation de façon significative.

En effectuant le total des points, on aura une note qui définira l'importance de l'impact. Cette note variera de 3 à 15 et classifera l'impact selon que :

- 3 à 5 : impact d'importance Mineure
- 6 à 10 : impact d'importance Moyenne
- 11 à 15 : impact d'importance Majeure

Ainsi, les identifications et évaluations de l'importance des impacts sur le milieu récepteur sont données, suivant les phases du projet, dans les tableaux ci-après :

Tableau n° 52 : Evaluations des impacts environnementaux pendant la phase préparatoire

Sources d'impacts	Milieu récepteur	Identification de l'impact	Classification	Intensité	Durée	Etendue	Importance
Délimitation de la zone de la retenue	Humain	Expropriation des zone concernées	Direct – Négatif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Mineure 1
Installation de chantier (campement, stockage de matériel et de matériaux)	Sol	Défrichement de la zone d'implantation	Direct – Négatif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
	Sol, Eau	Dispersion des déchets près du campement	Direct – Négatif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7
	Flore	Accélération du processus de déforestation par exploitation non contrôlée du bois	Indirect – Négatif	Moyenne 3	Permanente 5	Locale 1	Moyenne 9
	Humain	Promotion des commerçants de bois locaux	Direct – Positif	Faible 1	Temporaire 3	Locale 1	Mineure 5
Structuration de l'AUE	Humain	Organisation d'un atelier de réflexion pluripartisme (paysans, promoteur, autorités)	Direct – Positif	Forte 5	Occasionnelle 1	Locale 1	Moyenne 7
		Définition et modalité d'organisation de l'AUE	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
		Renforcement de la capacité de gestion de l'association, de la maîtrise de l'eau et de l'entretien des ouvrages	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
Recrutement d'ouvriers locaux	Humain	Création d'emploi	Direct – Positif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7
		Amélioration des transactions commerciales	Indirect – Positif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7
Fournitures locales des matériaux de construction	Sol	Augmentation de risque d'érosion au niveau des zones d'emprunts	Direct – Négatif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
	Humain	Promotion de la production des carrières	Direct – Positif	Forte 5	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 9
		Promotion des fournisseurs de sable	Direct – Positif	Forte 5	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 9
Transport et stockage des matériaux	Air	Pollution de l'air par la montée de la poussière et les fumées des camions	Direct – Négatif	Forte 5	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 9
	Sol	Dénudation et tassement du sol de la rizière due au passage des camions	Direct – Négatif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7
Préparation des zones d'emprunts	Flore	Déboisement massif	Direct – Négatif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
	Faune	Disparition de certaines variétés d'animaux	Direct – Négatif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11

Tableau n° 53 : Evaluation des impacts environnementaux pendant la phase de réalisation

<i>Sources d'impacts</i>	<i>Milieu récepteur</i>	<i>Identification</i>	<i>Classification</i>	<i>Intensité</i>	<i>Durée</i>	<i>Etendue</i>	<i>Importance</i>
Compactage du barrage	Sol	Tassement des sols des rizières à proximités	Direct – Négatif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7
	Humain	Pollution sonore due aux engins de compactage	Direct – Négatif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7
Construction du barrage	Sol	Fissuration probable	Indirect – Négatif	Faible 1	Permanente 5	Locale 1	Moyenne 7
	Faune, Fore, eau	Modification probable de l'équilibre de l'écosystème naturel	Direct – Négatif	Moyenne 3	Permanente 5	Locale 1	Moyenne 9
Mise en oeuvre générale	Humain	Risque de prolifération des MST	Indirect – Négatif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7
		Promotion des petits commerçants et vendeurs ambulants	Direct – Positif	Moyenne 3	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 7

Tableau n° 54 : Evaluation des impacts environnementaux pendant la phase d'exploitation

<i>Sources d'impacts</i>	<i>Milieu récepteur</i>	<i>Identification</i>	<i>Classification</i>	<i>Intensité</i>	<i>Durée</i>	<i>Etendue</i>	<i>Importance</i>
Remplissage de la retenue	Sol, Faune, Flore	Modification probable de l'équilibre de l'écosystème naturel	Direct – Négatif	Moyenne 3	Permanente 5	Locale 1	Moyenne 9
		Création probable d'un nouvel écosystème aquatique	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
	Eau	Capitalisation des crues	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
		Amélioration du soutien des étiages	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
	Humain	Risque de noyade en cas d'évacuation des crues	Direct – Négatif	Forte 5	Temporaire 3	Locale 1	Moyenne 9
Utilisation de la retenue	Air, Eau	Amélioration de la quantité d'eau remise à l'atmosphère	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
	Humain	Satisfaction de la demande en eau de l'agriculture	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Régionale 5	Majeure 15
		Augmentation de la production annuelle de riz	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Régionale 5	Majeure 15
		Promotion des petites entreprises familiales	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
		Création d'emploi	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
		Promotion du tourisme	Direct – Positif	Forte 5	Permanente 5	Locale 1	Majeure 11
Etat de déformation et de rupture des infrastructures en cas de sinistre	Sol, Faune, Flore, Humain	Risque de propagation rapide des ondes de crues : "Flash flood"	Direct – Négatif	Forte 5	Temporaire 3	Régionale 5	Majeure 13

#### **9.4 MESURES D'ATTENUATIONS OU DE COMPENSATIONS**

Pour qu'un projet soit acceptable, et en règle vis-à-vis des normes environnementales mise en vigueur, il faut qu'à chaque impact négatif corresponde au moins une mesure d'atténuation. Dans l'impossibilité d'atténuer l'impact, on doit proposer une mesure de compensation. En outre, pour améliorer la compatibilité du projet avec son environnement, on peut aussi capitaliser les impacts positifs. Dans cette présente étude, on proposera uniquement des mesures d'atténuations ou de compensation liés aux impacts négatifs cités ci-dessus, étant donné que la plus part des impacts positifs est de nature directes et d'importance majeure.

*Tableau n° 55 : Mesures d'atténuations ou de compensation des impacts négatifs*

<b>Identification des impacts</b>	<b>Mesures d'atténuation ou de compensation</b>	<b>Impacts résiduel</b>
Expropriation des zones concernées	Dédomagement des ex-proprétaires	
Dispersion des déchets près du campement	Construction de WC et d'un bac à ordures temporaires	Contrôle des déchets en provenance du chantier.
Accélération du processus de déforestation par exploitation non contrôlée du bois	- Utilisation du charbon de bois au lieu du bois de chauffe. - Approvisionnement en matériaux auprès des revendeurs agréés. - Promotion de reboisement.	Atténuation du déboisement massif.
Augmentation de risque d'érosion au niveau des zones d'emprunts	Mise en place de dispositifs antiérosifs	Atténuation des transports solides.
Pollution de l'air par la poussière et les fumées des camions	- Arrosage de la route empruntée par les camions. - Utilisation de bâche pour couvrir le remblai transporté.	Atténuation de la pollution de l'air.
Dénudation et tassement des sols (en rizière) du au passage des camions	Remise en place des sols et de leurs couvertures à la fin des travaux (labour, ...)	Atténuation des effets du tassement et de la dénudation.
Disparition de certaines variétés d'animaux	- Bien choisir le lieu d'emprunts. - Limiter la zone d'emprunts.	Atténuation de la disparition de variétés d'animaux
Pollution sonore due aux engins de compactages	- Modération des heures de travail. - Utilisation d'engin moins bruyant.	- Contrôle du nombre d'heure sujette à la pollution sonore. - Atténuation du bruit.
Fissuration probable	Soutien des sols par plantation de gazon ou vetiver.	Atténuation de propagation des fissures
Modification probable de l'équilibre de l'écosystème naturel	Adaptation et formation d'un nouvel équilibre de l'écosystème	
Risque de prolifération des MST	Formation et information des habitants, des travailleurs et des ouvriers.	Atténuation de la prolifération des MST.
Risque de noyade en cas d'évacuation des crues	Mise en place des panneaux d'avertissement.	Minimisation des dangers.
Risque de propagation rapide des ondes de crue : "Flash flood"	- Mise en place d'un système de surveillance rigoureux au niveau des infrastructures. - Contrôle périodique des infrastructures. - Renforcement du réseau local d'information	Minimisation des dangers éventuels

## 9.5 CONCLUSION SUR L'ANALYSE ENVIRONNEMENTALE

Moyennant des mesures d'atténuation proposées ci-dessus, pour les impacts négatifs, on peut dire que le projet est conforme à l'environnement. Nous pouvons même affirmer que compte tenu des divers impacts positifs évoqués lors de l'évaluation des impacts, avec quelques mesures de capitalisation, le projet tendrait à améliorer l'environnement.

## Chapitre 10

### ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE DU PROJET

Cette étude concerne l'évaluation économique et financière du projet, c'est-à-dire l'évaluation du coût du projet, la rentabilité, et le financement du projet.

#### 10.1 HYPOTHESES DE BASE POUR L'ETUDE DE RENTABILITE DU PROJET

On considèrera les hypothèses suivantes :

- Seules les recettes obtenues par les activités de la production rizicole, pendant la saison sèche (Jeby) sont prises en compte.
- La superficie cultivée en riz pour chaque campagne de culture varie de 25 % la 1<sup>ère</sup> année, de 50 % la 2<sup>ème</sup> année, de 100 % la 3<sup>ème</sup> année vers une production optimum de 100 % pour les années ultérieures.
- Le rendement rizicole est de 2,4 [t/ha] avant le projet et 8 [t/ha] après le projet.
- On retiendra une durée de 20 ans pour l'étude de rentabilité du projet.

La situation de l'avant et de l'après projet est résumée dans le tableau ci-après :

*Tableau n° 56 : Situation avant et après projet*

CULTURE	DESIGNATION	Avant-projet	Après-projet				
		Année 0	1 <sup>ère</sup> année	2 <sup>ème</sup> année	3 <sup>ème</sup> année	4 <sup>ème</sup> année	5 <sup>ème</sup> année
Riziculture	Rendement [t/ha]	2,4	8	8	8	8	8
	Superficie [ha]	312	390	468	791	791	791

#### 10.2 CHARGES D'EXPLOITATION

Les charges d'exploitation par hectare de culture se répartissent en matériels agricoles, intrants et mains d'œuvres. En outre, on tient aussi compte des frais d'entretien de l'ouvrage et l'amortissement du projet.

- **Matériels agricoles**

On distingue 3 catégories de matériels utilisés :

- Les matériels traditionnels : angady, pelle, charrette et faucille.
- Les matériels améliorés : charrue, sarcluse, herse et ficelle.
- Les matériels mécanisés : motoculteur, tracteur et voiture.

- **Les intrants**

Les intrants sont composés par les semences et les engrais naturels.

- **Les mains d'œuvres**

Les mains d'œuvres occupent tous les étapes de la culture, c'est-à-dire, depuis la préparation du sol jusqu' à la récolte.

- **Les frais d'entretien et amortissement**

Le coût annuel d'entretien comprend la gestion et l'entretien de l'ouvrage, et est estimé à 2,5 % des coûts des travaux, et de même pour l'amortissement.

Les coûts des différentes charges d'exploitation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau n° 57 : Charge d'exploitation en Ariary/ha

<b>1. COUTS D'UTILISATION DES MATERIELS AGRICOLES (x 1000 Ar)</b>			
Désignation	Quantité / demi jour / ha	P.U (Ariary)	Coûts / ha
Charrues	5,00	5,00	25,00
Herses	5,00	5,00	25,00
Sarcoir	4,00	2,00	8,00
Batteuse	2,00	2,00	4,00
Angady	8,00	1,00	8,00
Charrette	5,00	5,00	25,00
Natte	2,00	4,00	8,00
<b>Total</b>			<b>103,00</b>

<b>2. COUTS DES INTRANTS (x 1000 Ar)</b>			
Désignation	Quantité /ha	P.U (Ariary)	Coûts /ha
Semence riz (kg)	30,00	3,00	90,00
Traitement semence (45g/30kg)	0,045	10,00	0,45
Fumier (par charrette)	15,00	5,00	75,00
<b>Total</b>			<b>165,45</b>

<b>3. COUTS DES MAINS D'OEUVRE (x 1000 Ar)</b>			
Désignation	Rendement (hj/ha)	P.U	Coûts / ha
<b>PREPARATION DU SOL</b>			
Nettoyage	5,00	7,00	35,00
Labour	8,00	7,00	56,00
Hersage	4,00	6,00	24,00
Confection diguette	4,00	4,00	16,00
Planage	4,00	7,00	28,00
<b>SEMIS ou PLANTATION</b>			
Traitement semence	1,00	1,00	1,00
Préparation pépinière	2,00	2,00	4,00
Semis pépinière	2,00	1,00	2,00
Repiquage	15,00	8,00	120,00
Semis direct	2,00	8,00	16,00
<b>ENTRETIEN</b>			
Entretien	2,00	8,00	16,00
Sarclage (2 fois)	10,00	7,00	70,00
<b>RECOLTE</b>			
Coupe	10,00	8,00	80,00
Transport	5,00	4,00	20,00
<b>PREPARATION ET CONDITIONNEMENT</b>			
Séchage, triage, mise en meule	4,00	7,00	28,00
Battage	4,00	5,00	20,00
Vannage	4,00	4,00	16,00
Mise en sac	2,00	2,00	4,00
<b>Total</b>			<b>556,00</b>
<b>COUT TOTAL CHARGES D'EXPLOITATION</b>			<b>824,45</b>

### 10.3 COUTS DU PROJET

Le coût du projet est estimé sur la base des quantités mesurées sur l'ensemble des ouvrages projetés : l'implantation du barrage de retenue, l'évacuateur de crue, l'ouvrage de prise et de vidange, et les mesures environnementales.

Les tableaux suivants représentent une récapitulation des coûts du projet :

*Tableau n° 58 : Récapitulation des coûts des travaux en Ariary*

N° PRIX	DESIGNATION	MONTANT en Ar
1	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	<b>2 752 000,00</b>
2	TRAVAIL PREPARATOIRE	<b>1 900 000,00</b>
3	CORPS DU BARRAGE DE RETENUE	<b>18 693 812 250,00</b>
4	EVACUATEUR DE CRUES	<b>1 036 680 000,00</b>
5	OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE	<b>40 640 000,00</b>
6	MESURES ENVIRONNEMENTALES	<b>591 160 500,00</b>
MONTANT HTVA		<b>20 366 944 750,00</b>
TVA 20 %		<b>4 073 388 950,00</b>
MONTANT TOTAL TVAC		<b>24 440 333 700,00</b>

Le coût du projet est de **24 440 333 000,70 Ar** avec un apport des bénéficiaires de l'ordre de **1 042 720 000,00 Ar** (4,27 % du coût du projet). (Les détails de calcul sont donnés en Annexe18).

### 10.4 IMPACT DE NIHYCRI SUR LE COUT DU PROJET

Par rapport à la méthode classiquement utilisée, c'est-à-dire, dimensionnement de l'ouvrage avec le débit de crue centennale, l'adoption de NIHYCRI génère un surcoût du projet de l'ordre de 19 [%] (cf. *Tableau A57, Annexe 19*)

### 10.5 RECETTES D'EXPLOITATION

Les recettes d'exploitation sont estimées à partir du prix de paddy (850 000 Ar/tonne) produit pour la saison « jebly ». Les recettes brutes sont constituées par la vente de la production, pour la saison considérée. Par contre, le revenu net est obtenu après la déduction du revenu avant l'existence du projet. Le bénéfice net ou « cash-flow » est la valeur de la différence entre le revenu net et la somme des dépenses.

### 10.6 RENTABILITE ECONOMIQUE DU PROJET

La viabilité financière et économique du projet est mesurée selon les indicateurs suivants :

- La Valeur Actualisée Nette ou VAN est la somme des revenus annuels actualisés pendant la période d'amortissement, noté k. Elle est donnée par la relation suivante :

$$VAN = \left[ \sum_{k=1}^n (R - D) (1 + i)^{-k} \right] - I \quad (50)$$

Où :

*R*, désigne la recette nette en [Ar]

*D*, désigne la dépense totale en [Ar]

*i*, désigne le taux d'actualisation en [%]

*k*, désigne le nombre d'année d'amortissement du projet

*I*, désigne l'investissement initial en [Ar]

La VAN mesure en terme monétaire la richesse créée par le projet, et le projet est rentable dans le cas où la VAN est positive.

- Le Taux de Rentabilité Interne ou TRI, définit le taux d'actualisation aboutissant à une VAN nulle. Pour le calcul du TRI nous allons considérer les taux d'actualisation de 11 % et de 13 %.
- L'Indice de Profitabilité ou IP, donne une indication sur la création des valeurs relatives. Ainsi, le projet est rentable si IP est supérieur ou égal à 1, ce qui correspond à une VAN positive ou nulle. Il se calcule selon la formule suivante :

$$IP = 1 + \frac{VAN}{I} \quad (51)$$

Où *I*, désigne l'investissement initial en Ariary.

Les étapes de calcul et les résultats pour le calcul du TRI sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n° 59 : Calcul du TRI

Rubrique/ Année	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Superficie cultivée (ha)	312	390	468	824	824	824	824	824	824	824	824
Rendement (t/ha)	2,4	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
Production actuelle (t)	748,8	3120	3744	6592	6592	6592	6592	6592	6592	6592	6592
Production avant (t)	748,8	748,8	748,8	748,8	748,8	748,8	748,8	748,8	748,8	748,8	748,8
Différence de superficie (ha)	0	78	156	512	512	512	512	512	512	512	512
Différence de production (t)	0	2371,2	2995,2	5843,2	5843,2	5843,2	5843,2	5843,2	5843,2	5843,2	5843,2
Recettes nettes (x1000 Ar)	0	2015520	2545920	4966720	4966720	4966720	4966720	4966720	4966720	4966720	4966720
Charges d'exploitation	0	64 307	128 614	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118
Investissement (Ar)	24 440 333 700,00										
Entretien (2,5%)	0,025	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008
Amortissement (2,5%)	0,025	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008
TOTAL DEPENSE	24 440 334	1 286 324	1 350 631	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135
CASH FLOW	-24 440 334	729 196	1 195 289	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585
Taux d'actualisation 11,00 %	1,00	0,90	0,81	0,73	0,66	0,59	0,53	0,48	0,43	0,39	0,35
CF actualisé (x1000 Ar)	-24 440 334	656 934	970 123	2 429 445	2 188 690	1 971 792	1 776 390	1 600 351	1 441 758	1 298 881	1 170 163
Taux d'actualisation 13,00 %	1,00	0,88	0,78	0,69	0,61	0,54	0,48	0,43	0,38	0,33	0,29
CF actualisé (x1000 Ar)	-24 440 334	645 306	936 087	2 302 718	2 037 804	1 803 366	1 595 899	1 412 300	1 249 823	1 106 038	978 795

TRI = 9,64 %

Rubrique/ Année	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	VAN
Superficie cultivée (ha)	824	824	824	824	824	824	824	824	824	824	
Rendement (t/ha)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	
Production actuelle (t)	6 592	6 592	6 592	6 592	6 592	6 592	6 592	6 592	6 592	6 592	
Production avant (t)	749	749	749	749	749	749	749	749	749	749	
Différence de superficie (ha)	512	512	512	512	512	512	512	512	512	512	
Différence de production (t)	5 843	5 843	5 843	5 843	5 843	5 843	5 843	5 843	5 843	5 843	
Recettes nettes (x1000 Ar)	4 742 320	4 742 320	4 742 320	4 742 320	4 742 320	4 742 320	4 742 320	4 742 320	4 742 320	4 742 320	
Charges d'exploitation	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	
Investissement (Ar)	24 440 333 700,00										
Entretien (2,5%)	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	422 118	
Amortissement (2,5%)											
TOTAL DEPENSE	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	
CASH FLOW	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	611 008	
Taux d'actualisation 11,00%	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	1 644 135	
	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	3 322 585	
CF actualisé (x1000 Ar)											-2 044 447
Taux d'actualisation 13,00%	0,32	0,29	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,12	
CF actualisé (x1000 Ar)	1 054 201	949 730	855 613	770 823	694 435	625 617	563 619	507 765	457 446	412 113	-5 061 019

Les indicateurs de rentabilité sont :

- VAN = - 3 277 063 000, 00 Ar
- TRI = 9,64 %
- IP = 0,92 Ar, c'est-à-dire qu'on perd 0,08 Ar par ariary investi.

Compte tenu de ces valeurs, le projet n'est pas rentable.

## 10.7 FINANCEMENT DU PROJET

A Madagascar le financement d'un projet d'aménagement hydroagricole tourne souvent autour des trois cas suivants :

- Soit par un financement de l'Etat à travers le Projet d'Investissement Public du ministère de l'agriculture, ou par des financements extérieurs (PN BVPI, ou autres).
- Soit par des prêts effectués par les bénéficiaires auprès des banques primaires.
- Soit par une aide extérieure à travers les ONG internationales.

Dans le cas de financement de l'Etat, le taux d'intérêt appliqué par les bailleurs de fonds, variant de 0 à 2 % (taux d'intérêt bonifié), est très faible par rapport au taux d'intérêt des banques primaires variant 15 % à 22 %. Par contre, dans le cas des aides extérieures, il s'agit généralement des dons non remboursables.

Pour le cas du présent projet, avec un TRI très faible de 9,64 %, on ne peut compter que par le financement de l'Etat ou des aides venant des ONG internationales. Le prêt auprès des banques primaires est totalement à écarter.

## CONCLUSIONS GENERALES

Les différentes études effectuées dans ce mémoire ont permis de conclure que l'on peut mettre en valeur les ressources en eau du bassin versant d'Ambatomainty par l'alimentation en eau du secteur 8 du périmètre irrigué de Marovoay, et l'implantation d'un barrage de retenue sur le site d'Amboromena est techniquement faisable.

Dans cette étude on a modélisé les paramètres climato-hydrologiques du bassin versant d'Ambatomainty à partir des données issues des stations météorologiques de Marovoay, Tsaramandroso et de Mahajanga qui a permis d'estimer l'apport en eau et les débits de crue de la rivière Ambatomainty qui sont respectivement de l'ordre de 715 [l/s] et 146 [m<sup>3</sup>/s].

Par ailleurs, avec l'aide des logiciels : Vertical Mapper, STB 2010, on a pu établir un modèle numérique du terrain du site d'emplacement de la retenue et le calcul de stabilité du barrage. En conséquence, cela a permis de mettre en place un barrage en terre haut de 12,00 mètres, d'une longueur totale de 1715 mètres et un évacuateur de crue large de 200 mètres, respectant les exigences et les normes d'étude et de dimensionnement requis par NIHYCRI, au niveau de la dépression topographique d'Amboromena, permettait le stockage d'environ 16 750 493 de mètre cube d'eau pouvant irriguer un périmètre rizicole de 824 hectares pendant la saison sèche ou le « Vary jeby ».

Une étude d'impact environnemental et économique du projet a permis de constater que la réalisation du projet conduirait à des impacts positifs pour l'amélioration de la vie sociale et économique de la région, et autant sur le plan environnemental. Cependant, compte tenu du TRI de 9,64 %, le projet ne serait réalisable que dans le cas d'un financement de l'Etat, ou d'une aide extérieure par des ONG internationales.

Enfin, partant de cette mise en valeur des ressources en eau du bassin versant d'Ambatomainty pour l'irrigation du secteur 8 du périmètre rizicole de Marovoay, réaliser le projet contribuerait, dans une large mesure, à améliorer le bien-être de la population locale, les autres intervenants dans ses relations, et sans négliger la nation toute entière.

---

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Christophe ANCEY, 18 Juin 2013, Hydraulique à surface libre, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [2] CEMAGREF, Etude et construction des petits barrages en terre, Ministère de l'agriculture et de la forêt.
- [3] CHAPERON P. – DANLOUX J. – FERRY L., 1993, Fleuves et rivières de Madagascar, Edition IRD.
- [4] Direction Générale de la Météorologie et Climate Change Analysis Group University of Cape Town, Mars 2008, Le changement climatique à Madagascar.
- [5] Louis DURET, Estimation des débits de crues à Madagascar.
- [6] Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural, 1974, Technique des barrages en aménagement rural, Edition Ministère de l'agriculture française.
- [7] Hydrologic Engineering Center, Marc 2000, Hydrologic Modeling System (HEC-HMS): Technical reference, U.S.Army Corps of Engineers, Davis, CA.
- [8] Hydrologic Engineering Center, August 2010, Hydrologic Modeling System (HEC-HMS): User's manual, U.S.Army Corps of Engineers, Davis, CA.
- [9] Jean Monfet, Août 1979, Evaluation du coefficient de ruissellement à l'aide de la méthode SCS modifié, Gouvernement du Québec Ministère des richesses naturelles : Service de l'hydrométrie.
- [10] Norme malgache de construction des infrastructures hydroagricoles contre les crues et les inondations, Cellule de prévention et gestion des urgences (CPGU).
- [11] LABORDE J. P., 2009, Eléments d'hydrologie de surface.
- [12] LENCASTRE A., 1986, Manuel d'hydraulique général, 2<sup>ème</sup> Edition EYROLLES.
- [13] RASOLOFONIAINA Jean Donné, Février 2003, Formation dans le domaine de technique en matière de micro-périmètre irrigué (MPI).
- [14] RODIER J. et AUVRAY C., Juillet 1965, Estimation des débits de crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 km<sup>2</sup> en Afrique occidentale.
- [15] UPDR, Juin 2003, Monographie de la région de Mahajanga, Ministère de l'agriculture, de l'élevage et de la pêche.
- [16] Arnold Verruijt, Delft, 2010, stb2010-Manual.

---

## COURS

- [1] RAMANANTSOA Benjamin, 2012, Cours barrage réservoir à structure souple en 5<sup>ème</sup> Année Hydraulique ESPA.
- [3] RANDRIAMAHERISOA Alain, 2008, Cours d'Etude d'Impact Environnemental.

## WEBOGRAPHIE

<http://www.fao.org>

<http://geo.verruijt.net>

<http://www.usace.army.mil>

<http://www.agriculture.gov.mg>

## **ANNEXES**

## ANNEXE 1 : TEMPS DE CONCENTRATION, COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT, CURVE NUMBER ET BILAN HYDROLOGIQUE

### 1. FORMULES DE TEMPS DE CONCENTRATION UTILISEES

#### La formule de VENTURA

$$t_c = 0,127 \left( \frac{S}{I} \right)^{0,5}$$

Où :

$t_c$ , désigne le temps de concentration [h]

$S$ , désigne la superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>]

$I$ , désigne la pente du bassin versant [m/m]

#### La formule de PASSINI

$$t_c = 0,108 \frac{(S \times L_{riv})^{0,5}}{I^{0,5}}$$

$t_c$ , désigne le temps de concentration [h]

$S$ , désigne la superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>]

$L_{riv}$ , désigne la longueur du plus long cheminement hydraulique [km]

$I$ , désigne la pente du bassin versant [m/m]

#### La formule de KIRPICH

$$t_c = \frac{1}{52} \frac{L_{riv}^{1,15}}{H^{0,38}}$$

Où :

$t_c$ , désigne le temps de concentration [minute]

$L_{riv}$ , désigne la longueur du plus long cheminement hydraulique [km]

$H$ , désigne la dénivelée entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin [m]

#### La formule de RICHARDS

$$\frac{t_c^3}{t_c + 1} = 9,8 \frac{K}{C \times R} \times \frac{L_{riv}^2}{I}$$

Où :

$t_c$ , désigne le temps de concentration [h]

$K$ , désigne un coefficient fonction du produit  $C \times R$

$L_{riv}$ , désigne la longueur du plus long cheminement hydraulique [km]

$R = H + \frac{H}{t_c}$  ( $H$ , désigne la hauteur d'eau tombée en [mm] pendant la durée  $t_c$ )

$C$ , désigne le coefficient de ruissellement du bassin versant, égal à 0,36

$I$ , la pente du bassin versant [m/m]

## La formule du SCS

$$t_c = 0,023 \times L_{riv}^{0,8} \frac{((1000/CN) - 9)^{0,7}}{I^{0,5}}$$

Où :

$t_c$ , désigne le temps de concentration [h]

$S$ , désigne la surface du bassin versant [km<sup>2</sup>]

$L_{riv}$ , désigne la longueur du plus long cheminement hydraulique [km]

$I$ , désigne la pente du bassin versant [m/m]

$CN$ , désigne le SCS Curve Number, dépend de la perméabilité du sol, de l'occupation du sol et des conditions d'humidité antécédentes

## **2. CALCUL DU COEFFICIENT DE RUISSELEMENT DU BV AMBATOMAINTY**

Tableau A1 : Valeurs de  $C_r$  en fonction de l'occupation du sol

Zone	$S_i$ [ha]	$C_{ri}$	$C_{ri} * S_i$	$C_r$	Pente [m/m]
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22	0,36	< 0,05
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22		
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22		
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22		
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22		
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22		
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22		
Savane Arborée	374,08	0,30	112,22		
Savane Herbeuse	1 473,50	0,52	766,22		
Forêt Dégradée	96,63	0,13	12,56		
Forêt Dense	95,60	0,15	14,34		

## **3. VALEURS DE CN EN FONCTION DE L'OCCUPATION DU SOL**

Tableau A2 : Valeurs globales de  $CN$  en fonction de l'occupation du sol

Type de sol	Forêt	Espace ouvert	Champ et pâturage	Terrain agricole
A	30	49	39	64
B	55	69	61	75
C	70	79	74	82
D	77	84	80	85

Les sols sont classifiés en fonction de leur capacité d'infiltration. Ainsi le sol est classé en 4 grandes classes selon sa texture :

- A : graviers et sables grossiers (forte capacité d'infiltration)
- B : sables moyens et fins (capacité d'infiltration faible)
- C : sables fins mal drainés, sols limoneux et sols perméables minces (capacité d'infiltration très faible)
- D : argiles lourdes mal structurées et mal drainés, sols très mince reposant sur du roc (imperméables)

Tableau A3 : Valeurs des paramètres intervenant dans le modèle du bassin

SBV	Occupation du sol	Type de sol	Classe Sol	Condition Hydrologique	Si [km <sup>2</sup> ]	Pente [m/m]	CN <sub>i</sub>	CN <sub>i</sub> *S <sub>i</sub> /∑S <sub>i</sub>	CN	Tc [h]	SCS Tlag [h]	Dépression	Interception	Perte totale	Tlag [mn]
SBV 1	Savane herbeuse	1	A	moyenne	8,76	0,013	49	43	39	3,17	1,90	3	1	4,5	114,19
	Savane arborée			faible	4,49		30					3	2		
SBV 2	Savane herbeuse	1	A	moyenne	4,41	0,010	49	39		4,06	2,44	3	1	4,5	146,17
	Savane arborée			faible	4,76		30					3	2		
SBV 3	Savane herbeuse	1	A	moyenne	0,17	0,014	49	40		1,58	0,95	3	1	4,5	56,85
	Savane arborée			faible	2,91		39					3	2		
SBV 4	Savane herbeuse	3	A	moyenne	1,39	0,007	39	39		2,39	1,43	3	1	5,5	86,02
	Savane herbeuse			moyenne	0,16		39					3	1		
	Forêt dégradée			faible	0,53		30					5	4		
	Savane arborée			faible	8,77		39					3	2		
SBV 5	Forêt dense	4	A	moyenne	0,96	0,018	30	32	1,16	0,70	5	4	7	41,70	
	Savane arborée			faible	8,46		32				3	2			

#### 4. FORMULES EMPIRIQUES POUR LE CALCUL DE L'ETP

- **Formule de THORNTHWAITE**

Cette méthode est basée essentiellement sur la température de l'air. La méthode de THORNTHWAITE est simple et robuste sous différentes latitudes.

$$ETP = ETP_{nc} \cdot \lambda$$

$$ETP_{nc} = 16 \cdot \left(10 \frac{T}{I}\right)^a \quad \text{avec } a = 0,016 I + 0,5$$

Où :

*ETP*, désigne l'évapotranspiration potentielle [mm]

*ETP<sub>nc</sub>*, désigne l'évapotranspiration potentielle non corrigée [mm]

*T*, désigne la température moyenne mensuelle [°C]

*I*, désigne l'indice thermique annuel en [mm], égal à la somme des indices thermiques mensuels :

$$I = \sum_1^{12} i = \sum_1^{12} \left(\frac{T}{5}\right)^{1,514}$$

*λ* : facteur de correction régional liée à la latitude

Tableau A4 : Valeur de l'ETP selon la formule de THORNTHWAITE

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
<i>I</i>	13,4	13,5	13,6	13,4	12,5	11,3	11,0	11,6	12,4	14,0	14,6	14,1
<i>ETP<sub>nc</sub></i> [mm]	90,9	91,3	92,7	90,3	79,0	64,4	61,6	67,6	77,8	98,9	106,8	100,8
<i>λ</i>	1,1	1,0	1,1	1,0	1,0	0,9	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1
<i>ETP</i> [mm]	102,2	89,9	97,3	88,7	77,8	60,9	59,5	67,8	77,8	106,0	114,7	113,5

- **Formule de BLANEY-CRIDDLE**

Cette méthode introduit deux paramètres climatiques : la température et l'insolation.

$$ETP = \frac{K \cdot P}{100} [(45,7 T) + 813]$$

Où :

*K*, désigne le coefficient dépendant de la culture et de la zone climatique. *K*=1 pour la culture de riz.

*P*, désigne le rapport de la durée du jour pendant la période considérée à la durée du jour pour l'année entière. Elle est définie par le pourcentage d'éclairage pour chaque mois *i* de l'année :

$$P_i = \frac{N_i}{\sum_{12} N_i}$$

Les résultats de calcul sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau A5 : Valeurs de l'ETP selon la formule de BLANEY-CRIDDLE

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Ni	13,0	12,6	12,2	11,8	11,4	11,2	11,2	11,6	12,0	12,5	12,9	13,1
P [%]	8,9	8,7	8,4	8,1	7,8	7,7	7,7	8,0	8,3	8,6	8,8	9,0
ETP [mm]	186,2	180,6	175,4	168,8	158,7	149,7	149,0	156,3	166,6	181,9	190,4	191,1

- **Formule de TURC**

Cette méthode inclut plusieurs paramètres, parmi eux la radiation solaire. Elle donne un résultat satisfaisant dans les régions humides où le terme aérodynamique est relativement petit. En région tropical et équatoriale, le résultat est assez bon ; tandis qu'en région aride, elle tend à sous-estimer l'ETP.

$$ETP = C \frac{T}{T + 15} (I_g + 50)$$

Où :

*ETP*, désigne l'évapotranspiration potentielle [mm/j]

*C*, désigne le coefficient d'estimation mensuelle, égal à 0,40 sauf pour le mois de Février égal à 0,37

*T*, désigne la température [°C]

*I<sub>g</sub>*, désigne le rayonnement global [cal/cm<sup>2</sup>/j], estimé à partir de la formule de GLOVER et MAC CULLOCH :

$$I_g = I_{go} \left( 0,29 \cos \phi + 0,52 \frac{n}{N} \right)$$

*I<sub>go</sub>*, désigne le rayonnement solaire qui atteint le sol en absence de l'atmosphère, il est obtenu par interpolation de latitude (cf. Annexe 8).

Pour le bassin versant d'Ambatomainty,  $\phi = 16,1^\circ$  Sud on a  $\cos \phi = 0,961$

Tableau A6 : Valeur de l'ETP selon la formule de TURC

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
<i>I<sub>go</sub></i>	970,0	940,0	873,7	770,7	673,0	620,3	639,7	719,7	822,0	906,0	954,7	972,0
<i>I<sub>g</sub></i>	572,0	562,7	487,5	434,0	385,0	358,1	369,7	407,3	455,2	477,2	494,4	544,4
ETP [mm]	161,6	147,3	139,9	125,6	111,1	101,7	103,9	114,6	128,8	138,3	144,1	156,3

- **Formule de PENMAN-MONTEITH**

C'est une formule très complexe dont l'expression est de la forme :

$$ETP = \frac{(0,408 \Delta \cdot R_n \cdot d) + \left( \gamma \frac{900}{T_{moy} + 273} \right) \cdot v \cdot (e_w - e)}{\Delta + [\gamma(1 + (0,34 v))]}$$

Où :

*ETP, désigne l'évapotranspiration potentielle [mm/j]*

*$\Delta$ , désigne la pente de la courbe de la tension de vapeur saturante [kPa/°C]*

*$R_n$ , désigne le rayonnement net [MJ/m<sup>2</sup>/j]*

*d, désigne la longueur du pas de temps en k secondes*

$$d = 0,0864 \times k$$

*$\gamma$ , désigne la constante psychométrique [kPa/°C]*

*$T_{moy}$ , désigne la température moyenne journalière de l'air à 2 m du sol [°C]*

*v, désigne la vitesse du vent à 2 m du sol [m/s]*

*$e_w$ , désigne la tension de vapeur saturante [kPa]*

*e, désigne la tension de vapeur [kPa]*

La formule de PENMANN-MONTEITH donne les meilleures estimations de l'ETP sous tout climat, mais elle comporte un très grand nombre de facteurs climatiques. C'est pourquoi son application est assez limitée à cause de la manque des certaines données.

Cependant, l'existence du logiciel CROPWAT, développée par la FAO (Food and Agricultural Organisation, 1998), permet une exploitation aisée de la formule en introduisant simplement les données requises par le modèle.

*Tableau A7 : Valeur de l'ETP selon la formule de PENMAN-MONTEITH*

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP [mm]	164,7	157,5	143,7	138,9	131,4	133,5	147,3	169,8	207,9	215,7	202,5	181,8

## **5. METHODE DE CALCUL DU BILAN HYDROLOGIQUE**

### **Déficit cumulé**

- Si  $(P - ETP) > 0$ , il n'y a pas de déficit.
- Si  $(P - ETP) < 0$ , on a un déficit.

Le premier déficit cumulé est égal au premier  $(P - ETP) < 0$ . Puis le second déficit cumulé correspond à la somme du déficit précédent et le  $(P - ETP)$  du mois et ainsi de suite jusqu'au dernier moi déficitaire.

### **Stock**

- Si  $(P - ETP) > 0$ , le stock est pris égal à 100 [mm].
- Si  $(P - ETP) < 0$ , le stock est obtenu en fonction du déficit cumulé (cf. Annexe 9).

Lorsque  $(P - ETP)$  redevient positif après une série négative, on ramène le stock à 100 [mm], en faisant la somme du  $(P - ETP)$  du mois considéré et le stock précédent.

### **Variation de stock ( $\Delta S$ )**

D'après la relation suivante :

$$\Delta S = \text{Stock du mois} - \text{Stock précédent}$$

### **Evapotranspiration réelle (ETR)**

- Si  $\Delta S \geq 0$  et  $(P - ETP) > 0$ , alors  $ETR = ETP$
- Si  $\Delta S < 0$  et  $(P - ETP) < 0$ , alors  $ETR = P + \Delta S$

### **Surplus ou Excédent**

- Si  $(P - ETP) > 0$ , alors on a un excédent, qui est égal à  $(P - ETP) - \Delta S$
- Si  $(P - ETP) < 0$ , il n'y a pas de surplus.

Après une série de  $(P - ETP) < 0$ , le surplus va d'abord ramener le stock à 100 mm, et on a :

$(P - ETP) + \text{Dernier stock}$ .

Ensuite, si  $(P - ETP)$  est suffisant et apporte une valeur supérieure à 100 mm, le complément de 100 mm est égal au surplus.

## ANNEXE 2 : AJUSTEMENT STATISTIQUE DES PLUVIOMETRIES MENSUELLES

Les lois de probabilité utilisées pour l'ajustement des pluies mensuelles sont celles de GAUSS et de GIBRAT-GALTON. Un test de validation, tel le test de « Khi-deux », sera utilisé pour le choix de l'ajustement à considérer.

### 1. Loi normale de GAUSS

Appelée aussi loi normale est définie par la fonction de répartition suivante :

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

Où  $u$  est appelé variable réduite de GAUSS :

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

$P$ , désigne la pluie mensuelle (mm)

$\bar{P}$ , désigne la moyenne de l'échantillon (mm)

$\sigma$ , désigne l'écart-type

Le quantile  $P_F$  est estimé à partir de l'expression :

$$P_F = \bar{P} + u_F \cdot \sigma$$

Tableau A8 : Valeurs usuelle en hydrologie, de la fonction de non-dépassement adaptée pour les valeurs moyennes

T (ans)	5	10	20	50	100
F(x)	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99
$u_F$	0,84	1,28	1,64	2,05	2,33

### 2. Loi de GALTON ou GIBRAT-GAUSS

La loi de GALTON est proche de la loi normale de GAUSS, à l'expression de la variable près. En effet, sa fonction de répartition est de la forme :

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

La variable réduite est de la forme :

$$u = a \log(P - P_0) + b$$

La méthode GALTON s'appuie sur les moments d'ordre 2 et d'ordre 3 :

$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(P - P_0)^3}{\sigma^2 + 3(P - P_0)^2}$$

On détermine  $P_0$  par approximation successives, et les paramètres d'ajustement  $a$  et  $b$  sont calculés par les formules suivantes :

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log\left(1 + \frac{\sigma^2}{(P - P_0)^2}\right)}}$$

$$b = \frac{1,1513}{a} - a \log(P - P_0)$$

### 3. Série de données

Les séries de données utilisées sont issues d la station de Marovoay et de Tsaramandroso :

- Station : MAROVOAY

Longitude : 46° 37 E ; Latitude : 16° 07 S ; Altitude : 20 [m]

Période : 1991 – 2011

Série de données : Pluviométries mensuelles en [mm]

Source : Direction Des Exploitations de la Météorologie Ampasapito

*Tableau A9 : Pluviométries mensuelles de la station de Marovoay*

ANNEE	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUEL
1991	117,5	519,7	228,5	175,2	11,2	4,4	0	0,5	0	5,1	32,6	510,6	1605,3
1992	357,9	350,2	156,3	10,4	0	0	0	0	0	0,7	132,6	110,7	1118,8
1993	490,5	478,4	487,8	41,6	4	0	0	0	0	0	1,2	88,2	1591,7
1994	402,6	372,3	195,9	9,1	0	0	0,3	0,6	0	23,5	0,7	127,9	1132,9
1995	582,1	286,4	223,2	76	23,1	0,8	0	0	1	0	116,6	358,1	1667,3
1996	293	329,3	340,2	7,5	0,5	0	0	0	0	0	51,3	244,2	1266,0
1997	608,8	258,2	133	23	0	1,4	0,4	4,3	0	3,5	128,8	233,5	1394,9
1998	299,8	546	59,1	24,1	0	0	1,3	4,8	3,5	0	61,7	301,9	1302,2
1999	207,5	291,4	187,1	36	0,3	0	0	4,4	0	6,6	16,9	171,9	922,1
2000	419,2	329,1	60,9	79,7	0	0,5	7,4	2,4	11,8	26,2	94,6	245,2	1277,0
2001	556,3	136,5	154,5	26,2	0	0	0	0,6	1,6	41,1	27,6	240,8	1185,2
2002	395,6	354,5	192,4	10,7	91,5	1,1	0	0,6	0	6	48	250,1	1350,5
2003	746,1	296,8	132,8	102,7	3,3	4,9	0	0	0,5	24,5	64,7	306,2	1682,5
2004	490,5	227,5	317,9	64,3	0,6	0,7	0	0	3,8	1,1	150,2	578,8	1835,4
2005	226,6	403,9	222,9	3	9,5	0	13,9	0,4	2,4	0	70	361,2	1313,8
2006	330,5	282,8	120,8	107,5	10,8	0	3,9	1	0	0	249	310,3	1416,6
2007	391,1	467,4	153,6	11,2	3,6	0	0,6	0	6,5	17,6	171,9	211	1434,5
2008	304,3	498,6	142,7	0,3	11,1	0	0	1,8	0	47,6	130,5	125,4	1262,3
2009	228,6	287,2	229,9	112,2	0	0	1	0,8	0,3	12,8	51	163,9	1087,7
2010	599,8	179,4	258,3	8,5	0,6	0	0	0,7	0	8	115,7	194,7	1365,7
2011	662,8	451,4	294,4	44,4	1,2	1,3	0	0,6	0,6	25,6	55,5	144	1681,8

- Station : TSARAMANDROSO

Longitude : 47° 02 E ; Latitude : 16° 21 S ; Altitude : 150 [m]

Période : 1991 – 2011

Série de données : Pluviométries mensuelles en [mm]

Source : Direction Des Exploitations de la Météorologie Ampasapito

*Tableau A10 : Pluviométries mensuelles de la station de Tsaramandroso*

ANNEE	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUEL
1991	87,5	519,8	214,4	192,1	12	11,7	0	0	2	13,1	64,7	510,9	1628,2
1992	459,6	328,3	160,5	11,2	7,1	0	0	0	3,1	4,5	119,1	96	1189,4
1993	275,4	489,1	457,9	48,9	4,2	0	0	0	0	13	10,1	120,6	1419,2
1994	413,6	512,7	270,8	14,7	4,3	0	2,1	0	0,3	7,9	13,9	150,4	1390,7
1995	431,9	284,2	288,8	88,8	12,3	0	0	0	0	2,3	75,8	321,1	1505,2
1996	383,2	295,4	184,9	4,3	1,3	0	0	0	0	0	38	419,1	1326,2
1997	532,4	247,4	228,2	66,9	0,2	0	0	0	0	1,7	213,8	165,6	1456,2
1998	364,2	527,9	82,3	42,9	3	0	0	0	0	1,5	130,3	182,7	1334,8
1999	244,5	248,1	182,4	23	27,2	0	0	0	0	8	48,7	157,1	939,0
2000	475	387,8	103	43	1,7	0	0	0	0	10,1	185,3	311,8	1517,7
2001	570,3	273,5	176,1	22,4	6	2,1	0	1,1	0	25,9	7,2	247	1331,6
2002	470,5	381,5	284,2	24,6	78,3	0	0	0	1,5	4,6	54,5	325,5	1625,2
2003	732,6	266	246,6	90,1	4,5	0	0	0	0	31,1	79,7	328,3	1778,9
2004	488,5	242,6	467,8	77,2	20	0	0,2	0	0	0	113,7	621,5	2031,5
2005	253,1	312,1	240,4	5,6	9,1	0	0	0	0	0	85,2	343,2	1248,7
2006	386,6	346,4	148,6	80,7	7,4	0	0	2,1	0	0	356	299,2	1627,0
2007	520,4	597,9	225,4	27,4	3,2	0	7,3	0	0	17,6	143,9	152,4	1695,5
2008	329,7	547,5	106,7	16,5	6	2,1	0	0	7,7	78	185,7	133,3	1413,2
2009	199,8	165,3	206,3	145,8	12,3	0	0	0	5	37,8	86,7	187,9	1046,9
2010	580	162,3	338,1	14,1	5	0	0	0	2,3	15,8	106,1	201,3	1425,0
2011	549	483,8	377,5	94,5	3	12,3	0	0	2,1	31,8	76,2	177,9	1808,1

- La pluviométrie mensuelle du site d'étude est obtenue par interpolation des données issues des deux stations, affectées par des coefficients d'éloignements, dont : 0,73 pour la station de Marovoay et 0,27 celle de Tsaramandroso.

*Tableau A11 : Pluviométries mensuelles du site d'étude*

ANNEE	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUEL
1991	109,5	519,7	224,8	179,7	11,4	6,3	0,0	0,4	0,5	7,2	41,1	510,7	1 611,4
1992	384,9	344,4	157,4	10,6	1,9	0,0	0,0	0,0	0,8	1,7	129,0	106,8	1 137,6
1993	433,4	481,2	479,9	43,5	4,1	0,0	0,0	0,0	0,0	3,5	3,6	96,8	1 545,9
1994	405,5	409,6	215,8	10,6	1,1	0,0	0,8	0,4	0,1	19,4	4,2	133,9	1 201,4
1995	542,2	285,8	240,6	79,4	20,2	0,6	0,0	0,0	0,7	0,6	105,8	348,3	1 624,2
1996	317,0	320,3	298,9	6,7	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	47,8	290,7	1 282,0
1997	588,5	255,3	158,3	34,7	0,1	1,0	0,3	3,2	0,0	3,0	151,4	215,5	1 411,2
1998	316,9	541,2	65,3	29,1	0,8	0,0	1,0	3,5	2,6	0,4	79,9	270,2	1 310,9
1999	217,3	279,9	185,9	32,5	7,4	0,0	0,0	3,2	0,0	7,0	25,3	168,0	926,6
2000	434,0	344,7	72,1	70,0	0,5	0,4	5,4	1,8	8,7	21,9	118,7	262,9	1 340,9
2001	560,0	172,9	160,2	25,2	1,6	0,6	0,0	0,7	1,2	37,1	22,2	242,4	1 224,1
2002	415,5	361,7	216,8	14,4	88,0	0,8	0,0	0,4	0,4	5,6	49,7	270,1	1 423,5
2003	742,5	288,6	163,0	99,4	3,6	3,6	0,0	0,0	0,4	26,3	68,7	312,1	1 708,1
2004	490,0	231,5	357,7	67,7	5,8	0,5	0,1	0,0	2,8	0,8	140,5	590,1	1 887,5
2005	233,6	379,5	227,5	3,7	9,4	0,0	10,2	0,3	1,8	0,0	74,0	356,4	1 296,5
2006	345,4	299,7	128,2	100,4	9,9	0,0	2,9	1,3	0,0	0,0	277,4	307,4	1 472,5
2007	425,4	502,1	172,7	15,5	3,5	0,0	2,4	0,0	4,8	17,6	164,5	195,4	1 503,8
2008	311,0	511,6	133,1	4,6	9,7	0,6	0,0	1,3	2,0	55,7	145,2	127,5	1 302,4
2009	221,0	254,8	223,6	121,1	3,3	0,0	0,7	0,6	1,5	19,4	60,5	170,3	1 076,9
2010	594,5	174,9	279,5	10,0	1,8	0,0	0,0	0,5	0,6	10,1	113,2	196,5	1 381,5
2011	632,6	460,0	316,5	57,7	1,7	4,2	0,0	0,4	1,0	27,2	61,0	153,0	1 715,3
Moyenne	415,3	353,3	213,2	48,4	8,9	0,9	1,1	0,9	1,4	12,6	89,7	253,6	1 399,2
Taux	29,7%	25,2%	15,2%	3,5%	0,6%	0,1%	0,1%	0,1%	0,1%	0,9%	6,4%	18,1%	100,0%
Ecart-type	232,2												232,2

#### 4. Résultats

*Tableau A12 : Pluies annuelles de différentes fréquences selon la loi de GAUSS*

T [ans]	Année sèche	Année humide
5	1 204,2	1 594,3
10	1 102,0	1 696,5
20	1 018,4	1 780,1
50	923,1	1 875,3
100	858,1	1 940,4

*Tableau A13 : Pluies annuelles de différentes fréquences selon la loi de GALTON*

T [ans]	Année sèche	Année humide
5	1 548,2	1 845,6
10	1405,1	1 978,4
20	1214,4	2 015,1
50	1025,1	2 251,2
100	984,5	2 434,7

## 5. Synthèse de résultat : test de Khi-deux ( $\chi^2$ )

Soit un échantillon de N valeurs, avec une loi de répartition F(x). Le test de Khi-deux suit les étapes suivantes :

- On divise l'échantillon en k classes contenant chacune  $n_i$  (supérieure à 5) valeurs expérimentales
- On calcule le nombre théorique  $v_i$  de valeurs données par la loi de répartition dans la classe i, soit :

$$v_i = N[F(X_i) - F(X_{i+1})]$$

- On calcule ensuite :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

Avec degrés de liberté :

$$\lambda = k - p(2, 3) - 1$$

- Puis on ramène ces valeurs dans l'abaque donnant la valeur de la probabilité en fonction du degré de liberté et  $\chi^2$ .

L'ajustement est satisfaisant, si la probabilité P ( $\chi^2$ ) de dépassement est supérieure à 0,05.

Les résultats, pour la loi de GAUSS et la loi de GALTON, sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau A14 : Valeurs de P ( $\chi^2$ )

T [ans]	Année sèche	Année humide
P(10 ans)	1 696,5	1 978,4
P ( $\chi^2$ )	0,24	0,04

D'après ces résultats, on va considérer l'ajustement suivant la loi de GAUSS pour l'estimation des apports.

### ANNEXE 3 : AJUSTEMENT STATISTIQUE DES PLUVIOMETRIES MAXIMALES JOURNALIERES

Les lois de probabilité utilisées pour l'ajustement des pluies mensuelles sont celles de GUMBEL et de FRECHET. Un test de validation, tel le test de « Khi-deux », sera utilisé pour le choix de l'ajustement à considérer.

#### 1. Loi de GUMBEL

Appelées aussi loi des valeurs extrêmes, la fonction de non dépassement correspond à l'ajustement des valeurs maximales se présente sous la forme :

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

La variable réduite  $u$  a pour expression :

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

On définit le gradex :

$$a_G = \frac{1}{\alpha} = 0,780\sigma$$

$P_0$  est appelé mode de la distribution et a pour expression :

$$P_0 = \bar{P} - 0,45\sigma$$

En outre la variable réduite  $u$  s'exprime facilement en fonction de la fréquence, on a :

$$u = -\text{Ln}[-\text{Ln} F(P)]$$

On en déduit alors les pluies de différentes fréquences selon la relation suivante :

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

Où :

$P$ , désigne la pluie maximale journalière (mm)

$\bar{P}$ , désigne la moyenne de l'échantillon (mm)

$\sigma$ , désigne l'écart-type

#### 2. Loi de FRECHET

La variable réduite est de la forme :

$$u_F = \alpha[\log(P_F - P_0)] \quad \text{où } \log P_0 = \log \bar{P} - 0,45\sigma$$

Le gradex est calculé selon la relation :

$$a_G = 0,780\sigma$$

En outre la variable réduite  $u$  s'exprime facilement en fonction de la fréquence, on a :

$$u = -\text{Ln}[-\text{Ln} F(P)]$$

On en déduit alors les pluies de différentes fréquences selon la relation suivante :

$$\log(P_F) = a_G \cdot u_F + \log(P_0)$$

### 3. Série de données

Les séries de données utilisées sont issues des stations de Marovoay et Tsaramandroso :

- Station : MAROVOAY, TSARAMANDROSO

Période : 1960 – 1981

Série de données : Pluviométries maximales journalières en [mm]

Source : Direction des Exploitations de la Météorologie

*Tableau A15 : Pluies maximales journalières des deux stations*

ANNEE	MAROVOAY	TSARAMANDROSO
1960	60,5	147
1961	103,5	195,7
1962	156,8	77,5
1963	83,7	181,6
1964	205,7	105,9
1965	108	122
1966	104	57
1967	72	48,7
1968	110,1	129,4
1969	113,8	128,6
1970	77,8	74,5
1971	98,7	107,6
1972	366	110,3
1973	106,4	103,7
1974	102,1	80,5
1975	61,1	94,2
1976	151,1	97,4
1977	257,3	71,4
1978	152,2	69,5
1979	154	79,3
1980	131,6	67,8
1981	92	64

- La pluviométrie maximale journalière du site d'étude est obtenue par interpolation des données issues des deux stations, affectées par des coefficients d'éloignements, dont : 0,73 pour la station de Marovoay et 0,27 celle de Tsaramandroso.

Tableau A16 : Pluies maximales journalières du site d'étude

Année	Pmax 24H
1960	83,5
1961	128,0
1962	135,7
1963	109,7
1964	179,2
1965	111,7
1966	91,5
1967	65,8
1968	115,2
1969	117,7
1970	76,9
1971	101,1
1972	298,1
1973	105,7
1974	96,4
1975	69,9
1976	136,8
1977	207,9
1978	130,2
1979	134,2
1980	114,7
1981	84,6
Moyenne	122,5
Ecart-type	51,5
Po	99,3
$a_G$	40,2

#### 4. Résultats

Tableau A17 : Pluies maximales journalières de différentes fréquences selon GUMBEL

T [ans]	F(P)	uF	P(F) [mm]
5	0,80	1,50	159,60
10	0,90	2,30	189,70
25	0,96	3,20	228,10
50	0,98	3,90	256,40
100	0,99	4,60	284,50
225	0,997	5,90	317,10
450	0,998	6,10	345,20

Tableau A18 : Pluies maximales journalières de différentes fréquences selon FRECHET

T [ans]	F(P)	uF	P(F) [mm]
5	0,80	1,50	120,60
10	0,90	2,30	187,50
25	0,96	3,20	220,30
50	0,98	3,90	278,20
100	0,99	4,60	387,60
225	0,997	5,90	512,30
450	0,998	6,10	632,10

Tableau A19 : Valeurs de  $P(\chi^2)$  pour le test de Khi-deux

T [ans]	Année sèche	Année humide
P(225 ans)	317,10	612,30
$P(\chi^2)$	0,48	0,34

D'après ces résultats, l'ajustement statistique suivant la loi de GUMBEL sera considéré pour l'estimation des crues.

#### ANNEXE 4 : PLUIES ET DEBITS MESURES SUR LE SITE

*Tableau A20 : Débits journaliers mesurés à la station hydrométrique d'Ambatomainty*

Saison 2010-2011, Q [m <sup>3</sup> /s]					
Date	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
1	-	0,95	1,11	3,38	0,24
2	-	0,44	0,79	1,64	0,21
3	-	0,36	2,25	2,30	0,18
4	-	11,20	2,89	0,58	0,15
5	-	6,66	2,82	1,05	0,13
6	-	4,40	1,31	1,87	0,13
7	-	5,47	0,85	0,53	0,13
8	-	0,94	1,60	0,48	0,12
9	-	4,50	0,81	0,45	0,11
10	-	1,34	1,02	0,55	0,11
11	-	0,70	0,75	0,49	0,11
12	-	1,76	7,26	1,51	0,11
13	-	5,23	6,67	0,47	0,11
14	-	5,01	5,12	0,43	0,11
15	0,08	16,49	4,19	0,41	-
16	4,27	9,17	2,90	0,40	-
17	0,12	10,41	4,39	0,38	-
18	0,09	8,48	3,81	0,36	-
19	1,21	6,86	1,97	0,54	-
20	1,85	3,83	1,20	0,36	-
21	4,46	2,85	0,75	0,34	-
22	0,10	2,91	0,57	0,32	-
23	0,09	3,07	0,54	0,31	-
24	0,08	2,76	0,52	0,30	-
25	2,90	1,73	0,51	0,30	-
26	3,15	5,50	1,79	0,30	-
27	8,64	2,97	0,50	0,29	-
28	3,31	1,64	0,69	0,31	-
29	3,53	-	2,04	0,30	-
30	11,27	-	4,01	0,26	-
31	4,40	-	3,23	-	-
Moyen	2,92	4,56	2,22	0,71	0,14

Tableau A21 : Débits journaliers mesurés à la station hydrométrique d'Ambatomainty

Date	Saison 2011-2012, Q [m <sup>3</sup> /s]							
	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
1	-	-	0,08	0,29	5,88	0,82	0,38	0,10
2	-	2,07	0,08	0,27	3,22	0,84	0,36	0,10
3	-	0,08	0,08	5,17	1,26	0,35	0,35	0,10
4	-	0,09	0,08	1,22	2,16	0,29	0,33	0,10
5	-	0,07	0,08	0,90	1,51	0,27	0,31	0,10
6	-	0,22	0,08	6,69	0,49	0,21	0,30	0,10
7	-	0,16	0,09	0,37	0,43	2,42	0,30	0,10
8	-	0,09	2,22	0,29	0,39	1,43	0,31	0,10
9	-	0,08	18,24	0,27	0,36	2,17	0,31	0,10
10	-	0,07	2,53	0,12	0,33	0,48	0,30	0,10
11	0,06	0,07	1,78	0,11	0,86	2,79	0,28	0,10
12	-	0,07	0,30	0,11	3,48	10,54	0,27	0,10
13	0,04	0,06	2,83	0,11	0,42	12,58	0,22	-
14	-	0,06	0,56	1,77	4,48	9,37	0,14	-
15	-	0,06	0,18	3,85	4,56	3,92	0,13	-
16	-	0,06	0,53	0,47	3,05	2,52	0,12	-
17	-	0,06	0,36	0,32	0,49	1,43	0,12	-
18	-	0,06	0,35	0,43	0,42	0,76	0,12	-
19	-	0,03	0,30	0,27	0,39	0,58	0,12	-
20	-	0,00	0,15	0,12	0,39	0,55	0,11	-
21	-	-	6,41	0,11	0,97	0,51	0,11	-
22	-	-	1,55	0,11	0,68	0,92	0,21	-
23	-	-	1,28	0,18	3,00	5,66	0,11	-
24	-	-	1,74	0,16	0,42	1,29	0,11	-
25	-	-	0,34	0,42	0,37	1,43	0,11	-
26	-	-	0,22	0,11	0,34	0,53	0,11	-
27	-	2,95	0,11	0,23	0,33	0,48	0,11	-
28	-	0,15	0,97	9,30	0,30	0,44	0,10	-
29	-	0,12	6,19	6,72	0,30	0,42	0,10	-
30	-	0,09	0,52	-	0,30	0,40	0,10	-
31	-	0,09	0,36	-	-	-	0,10	-
Moyen	0,05	0,22	1,63	1,40	1,39	2,21	0,20	0,10

Tableau A22 : Pluies moyennes sur le bassin versant

Saison 2010-2011, P [mm]					
Date	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
1	-	-	-	3,03	-
2	-	-	-	25,05	22,18
3	-	-	74,53	0,08	1,14
4	-	-	40,53	8,62	-
5	-	-	10,92	6,75	8,65
6	-	-	12,80	1,90	1,26
7	-	-	-	-	-
8	-	-	0,85	9,37	-
9	-	7,27	8,42	-	-
10	-	-	4,17	5,46	4,17
11	1,28	-	35,86	7,02	18,12
12	-	8,41	23,69	44,13	0,76
13	-	8,17	23,97	41,48	-
14	-	-	39,23	16,84	-
15	-	68,27	88,70	12,63	6,89
16	-	8,61	39,24	-	-
17	4,04	4,03	36,57	26,62	-
18	-	1,24	40,67	-	8,57
19	-	28,89	-	-	-
20	-	30,27	-	0,23	-
21	-	0,48	1,44	-	-
22	-	-	0,77	-	-
23	-	3,59	23,49	-	-
24	-	9,11	0,15	-	-
25	-	25,17	33,28	8,02	0,76
26	-	4,35	2,31	-	-
27	-	88,88	2,65	-	-
28	--	20,54	0,44	10,22	5,46
29	-	83,91		18,35	-
30	-	8,64		13,43	-
31	-	0,76		16,91	
Totale	5,32	410,59	544,66	276,14	77,95

Tableau A23 : Pluies moyennes sur le bassin versant

Saison 2011-2012, P [mm]								
Date	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
1	-	60,97	18,45	-	26,55	18,64	-	-
2	-	3,62	-	7,66	2,43	15,34	-	-
3	-	-	3,81	11,13	-	-	-	2,65
4	-	-	7,88	3,30	23,78	-	-	-
5	21,35	18,93	2,50	7,29	-	6,56	-	-
6	-	20,34	16,47	19,57	-	3,34	-	-
7	-	-	17,36	-	-	37,49	-	-
8	6,00	2,81	88,97	3,97	-	-	-	-
9	-	-	81,97	-	-	21,23	-	-
10	-	-	19,33	-	-	-	-	-
11	-	-	10,83	-	32,08	83,81	-	-
12	-	-	2,03	5,69	-	33,80	-	-
13	-	-	28,92	4,55	15,17	69,23	-	-
14	-	-	-	34,67	40,19	-	-	-
15	-	-	30,98	13,16	17,31	-	-	-
16	-	-	14,05	-	-	-	-	-
17	-	-	4,89	-	-	-	-	-
18	5,69	0,36	17,38	-	-	3,87	-	-
19	-	-	9,57	-	57,41	15,35	-	-
20	1,67	-	7,93	-	25,47	-	-	-
21	-	-	41,04	1,06	2,28	-	-	-
22	-	-	2,65	1,50	13,65	44,89	0,76	-
23	-	-	18,02	20,64	-	6,91	0,76	-
24	-	-	4,94	11,60	-	3,05	-	-
25	-	-	-	2,79	-	-	-	-
26	-	-	-	4,28	2,43	-	-	-
27	-	27,73	-	21,72	-	-	-	-
28	1,67	3,71	45,42	60,67	2,28	-	-	-
29	1,21	10,69	3,94	23,51	-	-	-	-
30	-	8,97	10,47	-	-	-	2,97	-
31	-	-	-	-	3,00	-	-	-
Totale	37,59	158,12	509,79	258,74	264,00	363,50	4,49	2,65

Tableau A24 : Cyclone passant au BV Ambatomainty de 2010 à 2014

Cyclones	Date	Pmax 24h [mm]	Qpointe [m <sup>3</sup> /s]
BINGIZA	11 au 18/02/11	103	64
CHANDA	06 au 13/01/12	92	61,3
FUNSO	21 au 24/01/12	41	29,2

## ANNEXE 5 : HUMIDITE RELATIVE

Station : MAROVOAY

Longitude : 46° 37 E ; Latitude : 16° 07 S ; Altitude : 20 [m]

Période : 1970 – 1982

Série de données : Humidité relative en [mm]

Source : Direction des Exploitations de la Météorologie Ampasapito

*Tableau A25 : Humidité relative de la station de Marovoay*

ANNEE	Janvier			Février			Mars		
1970	93	71	78	94	a	a	93	66	72
1971	91	72	78	95	73	80	89	68	72
1972	90	62	68	96	72	75	93	68	74
1973	94	74	80	88	68	75	92	66	76
1974	88	66	69	95	a	a	92	a	a
1975	91	a	a	92	a	a	92	65	71
1976	89	72	73	94	69	74	91	63	69
1977	90	a	a	93	81	84	a	a	a
1978	a	a	a	a	a	a	a	a	a
1979	a	a	a	a	a	a	87	65	67
1980	90	66	74	91	64	a	94	67	72
1981	a	a	a	85	a	a	92	a	a
1982	89	66	76	92	a	a	91	71	77
Moyenne	91	69	75	92	71	75	91	67	72

Mois	Avril			Mai			Juin		
1970	89	53	61	85	47	59	83	44	48
1971	90	65	68	93	66	64	90	65	67
1972	92	60	73	86	52	62	86	48	58
1973	86	55	66	90	48	62	80	43	48
1974	93	a	a	92	64	75	88	57	67
1975	88	57	65	88	48	55	84	43	47
1976	94	63	68	94	60	64	87	52	53
1977	a	a	a	90	58	64	91	a	a
1978	a	a	a	a	a	a	a	a	a
1979	89	58	62	82	48	52	86	50	51
1980	87	63	67	83	54	64	80	57	59
1981	a	a	a	83	56	64	83	48	53
1982	89	60	68	82	58	66	79	49	55
Moyenne	90	59	66	87	55	63	85	51	55

Mois	Juillet			Août			Septembre		
1970	81	44	45	71	38	38	67	36	38
1971	79	39	45	77	40	44	72	37	41
1972	80	45	52	88	43	52	73	38	43
1973	84	48	47	72	39	41	76	39	48
1974	89	59	62	86	59	59	76	45	51
1975	84	45	47	75	43	43	68	41	42
1976	89	50	51	83	46	46	77	43	44
1977	82	58	57	83	65	58	75	48	53
1978	85	59	60	80	47	55	79	46	50
1979	75	52	56	84	53	54	81	48	50
1980	81	64	65	a	a	a	a	a	a
1981	80	47	6	76	43	59	66	41	44
1982	80	44	52	68	41	45	a	a	a
Moyenne	82	50	50	79	46	50	74	42	46

Mois	Octobre			Novembre			Décembre		
1970	71	39	42	83	52	64	86	60	66
1971	a	33	42	86	52	61	87	58	65
1972	a	39	46	a	42	53	82	52	60
1973	72	44	48	81	53	64	87	56	72
1974	74	43	47	83	55	55	a	a	a
1975	70	40	45	81	52	61	89	63	68
1976	74	45	52	76	51	57	a	a	a
1977	72	47	53	a	51	53	a	a	a
1978	a	a	50	a	a	a	a	a	a
1979	81	45	50	84	55	66	88	65	67
1980	a	a		a	a	a	a	a	a
1981	79	44	60	81	50	64	a	56	65
1982	63	34	42	a	a	a	a	a	a
Moyenne	73	41	48	82	51	60	87	59	66

## ANNEXE 6 : INSOLATION

1. Tableau A26 : Taux d'insolation réelle en [%]

ANNEE	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUEL
1985	33,0	32,0	27,0	25,0	26,0	26,0	27,0	27,0	26,0	24,0	24,0	28,0	27
1986	33,0	31,0	27,0	27,0	26,0	27,0	A	26,0	27,0	25,0	24,0	29,0	27
1987	33,0	32,0	27,0	27,0	28,0	26,0	26,0	27,0	26,0	25,0	25,0	29,0	28
1988	33,0	33,0	27,0	27,0	26,0	27,0	26,0	27,0	27,0	25,0	24,0	29,0	28
1989	32,0	33,0	28,0	26,0	26,0	25,0	27,0	26,0	27,0	25,0	24,0	29,0	27
1990	32,0	33,0	28,0	25,0	27,0	27,0	27,0	26,0	26,0	25,0	25,0	30,0	28
1991	33,0	33,0	28,0	28,0	27,0	27,0	27,0	26,0	27,0	25,0	24,0	30,0	28
1992	33,0	33,0	27,0	27,0	27,0	28,0	27,0	27,0	27,0	25,0	24,0	30,0	28
1993	33,0	32,0	28,0	27,0	27,0	27,0	27,0	26,0	26,0	24,0	25,0	30,0	28
1994	33,0	33,0	27,0	27,0	27,0	28,0	27,0	27,0	26,0	25,0	25,0	30,0	28
1995	33,0	33,0	28,0	28,0	27,0	28,0	28,0	27,0	26,0	25,0	25,0	25,0	28
1996	25,0	25,0	26,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	26,0	25,0	25,0	30,0	26
1997	33,0	33,0	28,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	25,0	25,0	30,0	28
1998	33,0	33,0	27,0	27,0	27,0	26,0	27,0	27,0	26,0	25,0	25,0	30,0	28
1999	33,0	33,0	27,0	27,0	26,0	26,0	27,0	27,0	26,0	24,0	25,0	30,0	28
2000	31,0	33,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	25,0	24,0	30,0	28
2001	33,0	32,0	26,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	26,0	24,0	25,0	30,0	28
2002	33,0	33,0	27,0	28,0	27,0	27,0	27,0	27,0	26,0	25,0	25,0	30,0	28
2003	33,0	33,0	28,0	27,0	27,0	26,0	27,0	25,0	27,0	25,0	25,0	30,0	28
2004	33,0	33,0	28,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	25,0	25,0	30,0	28
Moyenne	32	32	27	27	27	27	27	27	26	25	25	29	28

2. Tableau A27 : Insolation réelle en [heure]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUEL
Insolation[h]	7,8	7,8	6,6	6,5	6,4	6,4	6,5	6,4	6,3	6,0	5,9	7,1	79,5

3. Tableau A28 : Insolation maximale théorique, en [heure]

Latitude SUD	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
40°	14,7	13,7	12,5	11,2	10,0	9,3	9,6	10,7	11,9	13,3	14,4	15,0
35°	14,3	13,5	12,4	11,3	10,3	9,8	10,1	11,0	11,9	13,1	14,0	14,5
30°	13,9	13,2	12,4	11,5	11,5	10,2	10,4	11,1	12,0	12,9	13,6	14,0
25°	13,5	13,0	12,3	11,6	11,6	10,6	10,7	11,3	12,0	12,7	13,3	13,7
20°	13,2	12,8	12,3	11,7	11,7	10,9	11,0	11,5	12,0	12,6	13,1	13,3
15°	12,9	12,6	12,2	11,8	11,8	11,2	11,3	11,6	12,0	12,5	12,8	13,0
10°	12,6	12,4	12,1	11,8	11,8	11,5	11,6	11,8	12,0	12,3	12,6	12,7
5°	12,3	12,3	12,1	12,0	12,0	11,8	11,8	11,9	12,0	12,2	12,3	12,4
0°	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0

## ANNEXE 7 : FACTEUR DE CORRECTION LAMBDA

*Tableau A29 : Valeur de facteur de correction lambda de l'hémisphère sud*

<b>Latitude SUD</b>	<b>J</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>
5°	1,06	0,95	1,04	1,00	1,05	0,99	1,02	1,03	1,00	1,05	1,03	1,06
10°	1,08	0,97	1,05	0,99	1,01	0,96	1,00	1,01	1,00	1,06	1,05	1,10
15°	1,12	0,98	1,05	0,98	0,98	0,94	0,97	1,00	1,00	1,07	1,07	1,12
20°	1,14	1,00	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95	0,99	1,00	1,08	1,08	1,15
25°	1,17	1,01	1,05	0,96	0,94	0,88	0,93	0,98	1,00	1,10	1,10	1,18
30°	1,20	1,03	1,06	0,95	0,92	0,85	0,90	0,96	1,00	1,12	1,12	1,21
35°	1,23	1,04	1,06	0,94	0,89	0,82	0,87	0,94	1,00	1,13	1,13	1,25
40°	1,27	1,06	1,07	0,93	0,86	0,78	0,84	0,92	1,00	1,15	1,15	1,29
42°	1,28	1,07	1,07	0,92	0,85	0,76	0,82	0,92	1,00	1,16	1,16	1,31
44°	1,30	1,08	1,07	0,92	0,83	0,74	0,81	0,91	0,99	1,17	1,17	1,33
46°	1,32	1,10	1,07	0,91	0,82	0,72	0,79	0,90	0,99	1,17	1,17	1,35
48°	1,34	1,11	1,08	0,90	0,80	0,70	0,76	0,89	0,99	1,18	1,18	1,37
50°	1,37	1,12	1,08	0,89	0,77	0,67	0,74	0,88	0,99	1,19	1,29	1,41

### ANNEXE 8 : RAYONNEMENT GLOBAL EXTRATERRESTRE

*Tableau A30 : Valeur moyenne décadaire du rayonnement global extraterrestre  $I_{go}$  de l'hémisphère sud en [cal/cm<sup>2</sup>/j]*

Latitude		2°	4°	6°	8°	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
Janvier	1	868	886	903	919	934	349	962	974	986	996	1005	1014	1021	1028	1033	1038	1041	1044	1045	1046
	2	874	891	907	922	936	949	961	971	981	990	998	1005	1011	1016	1020	1022	1024	1025	1025	1024
	3	883	898	912	924	936	947	957	965	973	980	982	990	993	996	997	997	997	995	992	989
Février	1	892	904	915	925	934	942	949	955	960	964	966	968	969	968	967	964	961	956	950	944
	2	898	908	916	923	929	934	938	941	943	944	943	942	939	936	931	925	919	911	902	892
	3	902	908	914	918	921	923	924	924	923	921	918	913	908	901	894	885	875	865	853	841
Mars	1	902	905	908	909	909	908	906	903	899	894	888	880	872	962	952	840	828	814	800	784
	2	898	898	898	895	891	887	881	876	868	860	850	840	828	815	802	787	772	755	768	719
	3	889	886	881	875	869	861	853	842	832	820	807	793	779	763	746	729	710	691	671	650
Avril	1	876	869	861	852	842	831	819	806	793	778	762	745	728	709	690	670	649	648	605	582
	2	860	850	839	827	815	801	786	771	754	737	718	700	680	659	637	615	593	569	545	520
	3	842	829	816	802	786	770	753	735	716	697	677	655	634	611	588	564	540	515	489	463
Mai	1	823	809	793	776	759	740	721	702	681	660	638	615	592	568	543	518	492	466	440	413
	2	862	881	899	915	931	946	960	973	982	996	1006	1015	1023	1030	1037	1042	1046	1049	1052	1053
	3	863	882	899	916	932	947	961	974	987	998	1008	1017	1025	1033	1039	1044	1049	1052	1055	1056
Juin	1	777	758	738	717	696	674	651	627	603	579	554	528	502	476	449	422	395	368	340	313
	2	771	751	731	709	687	665	642	618	593	568	543	517	491	465	438	411	384	356	329	301
	3	770	750	729	708	686	663	640	616	592	567	541	516	489	463	436	409	382	354	327	300
Juillet	1	773	754	734	713	691	669	646	623	598	574	549	523	498	471	445	418	390	363	336	308
	2	782	763	744	724	703	682	660	637	614	590	565	540	515	489	463	436	409	382	355	328
	3	795	778	760	741	722	702	691	659	637	614	590	566	542	517	491	465	439	412	385	358
Août	1	811	796	780	763	745	727	708	687	666	645	623	600	577	553	528	503	478	452	425	399
	2	828	815	801	786	771	754	737	718	700	680	659	638	616	593	570	546	522	497	471	446
	3	845	845	824	812	799	784	769	754	737	719	701	682	661	641	619	597	574	551	526	502

Septembre	1	861	854	846	836	826	815	803	789	775	760	744	747	710	691	672	652	631	609	587	564
	2	874	869	864	858	851	843	833	823	812	799	786	772	757	740	724	706	687	667	647	626
	3	883	882	880	877	873	868	861	854	846	837	826	815	803	789	775	760	744	727	709	690
Octobre	1	888	890	892	892	891	890	887	883	877	871	864	856	847	869	825	813	799	785	770	754
	2	890	895	900	903	906	907	907	907	905	902	898	893	887	880	872	863	853	841	829	816
	3	887	896	904	911	917	922	925	928	929	930	929	928	925	921	916	911	904	896	887	877
Novembre	1	882	890	905	915	924	932	939	944	949	952	955	957	957	957	955	953	949	944	939	932
	2	876	890	904	916	928	933	947	956	963	969	975	979	982	984	986	986	985	983	980	976
	3	869	886	901	916	929	942	953	964	974	982	990	996	1002	1006	1009	1012	1014	1014	1014	1013
Décembre	1	864	882	899	915	930	944	957	969	980	991	1000	1008	1015	1022	1027	1031	1034	1036	1038	1038
	2	862	881	899	915	931	946	960	973	982	996	1006	1015	1023	1030	1037	1042	1046	1049	1052	1053
	3	863	882	899	916	932	947	961	974	987	998	1008	1017	1025	1033	1039	1044	1049	1052	1055	1056

## ANNEXE 9 : STOCKS EN FONCTION DU DEFICIT CUMULE

*Tableau A31 : Valeurs des stocks en fonction du déficit cumulé*

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	100	99	98	97	96	95	94	93	92	91
10	90	89	88	88	87	86	85	85	83	82
20	81	81	80	79	78	77	77	76	75	74
30	74	73	72	71	70	70	69	68	68	67
40	66	66	65	64	64	63	62	62	61	60
50	60	59	59	58	58	57	56	56	55	54
60	54	53	53	52	52	51	51	50	50	49
70	49	48	48	47	47	46	46	45	45	44
80	44	44	43	43	42	42	41	41	40	40
90	40	39	39	38	38	38	37	37	36	36
100	36	35	35	35	34	34	34	33	33	33
110	32	32	32	31	31	31	30	30	30	30
120	29	29	29	28	28	28	27	27	27	27
130	26	26	26	26	25	25	25	24	24	24
140	24	24	23	23	23	23	22	22	22	22
150	22	21	21	21	21	20	20	20	20	20
160	19	19	19	19	19	18	18	18	18	18
170	18	17	17	17	17	17	16	16	16	16
180	16	16	15	15	15	15	15	15	14	14
190	14	14	14	14	14	14	13	13	13	13
200	13	13	12	12	12	12	12	12	12	12
210	12	11	11	11	11	11	11	11	11	11
220	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
230	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
240	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
250	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
260	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
270	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
280	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
290	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
300	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
310	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
320	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
330	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
340	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
350	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
360	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
370	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
380	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
390	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
410	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
420	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
430	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
440	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

## ANNEXE 10 : FONCTIONNEMENT DU MODELE PLUIE-DEBIT « GR2M »

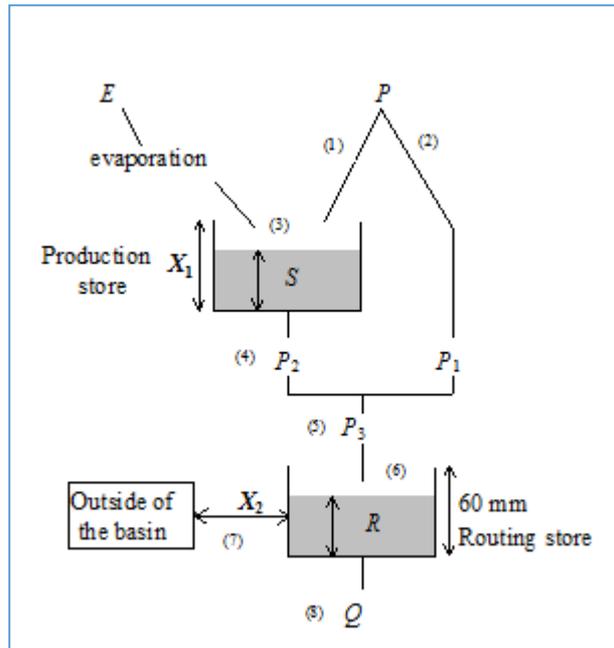


Figure A1 : Structure du modèle GR2M

Dans la figure ci-dessus :

$P$ , désigne la pluviométrie en [mm]

$E$ , désigne l'évaporation en [mm]

$X_1$ , désigne la capacité du réservoir de production  $S$  en [mm]

$X_2$ , désigne le coefficient d'échanges souterrains en [mm]

$R$ , désigne le réservoir de routage

### 1. Données d'entrées

Concernant les paramètres et les caractéristiques du modèle on a :

- La superficie du bassin d'étude en [km<sup>2</sup>].
- Les valeurs initiales des paramètres du modèle tels que  $X_1 = 6$  [mm] et  $X_2 = 1$  [mm]. Ces valeurs sont optimisables, ces sont donc les paramètres de calage du modèle.
- Les valeurs initiales,  $S_0$  et  $R_0$ , des taux de remplissage des réservoirs de production et de routage. Pour  $S$  sa valeur maximale et égale à  $X_1$ , tandis  $R_{\max} = 60$  [mm].
- La longueur de la période de mise en route ; au moins une année complète (12mois).
- La durée de la période de test, pour le calcul des critères de performance lors du calage du modèle.
- La date de départ et de fin de la simulation.

Les données d'entrées du modèle sont en générales : la pluie (P) et l'évapotranspiration (ETP). Le débit est utilisé pour le calage des paramètres et l'évaluation des performances pendant le calage.

## 2. Simulation

Le tableur calcule à chaque pas de temps les différents états internes du modèle (cellules F40 à O40 et suivantes) et le débit (cellule P40).

La simulation est réalisée en recopiant les formules de la « Ligne 41 », du tableur, sur les lignes suivantes autant de fois que nécessaire sur toute la période.

## 3. Critères d'efficacité

Quatre critères d'efficacité sont calculés pour juger de la qualité de simulations (cellule E32 à E35) :

- Critère de Nash-Sutcliff calculé sur les débits selon la formule suivante :

$$Nash(Q) = 100 \left[ 1 - \frac{\sum_i (Q_{i,observé} - Q_{i,calculé})^2}{\sum_i (Q_{i,observé} - \bar{Q}_{i,observé})^2} \right]$$

- Critère de Nash-Sutcliff calculé sur les racines carrées des débits, pour atténuer l'importance des débits de pointe.
- Critère de Nash-Sutcliff calculé sur les logarithmes des débits pour atténuer l'importance des débits d'étiage.
- Critère de bilan.

## 4. Optimisation du modèle

On peut optimiser les valeurs des paramètres du modèle en utilisant « Solveur » d'Excel. Dans ce cas, on peut choisir comme fonction objectif l'un des critères de Nash suivant l'application à laquelle on s'intéresse, et on le maximisera.

## 5. Résultats

Les résultats attendus sont les débits mensuels (en [mm]) correspondants aux pluviométries mensuelles introduites dans le modèle, donnée sous forme d'une série de débit.

Par ailleurs quatre graphiques sont données pour illustrer les résultats du modèle :

- Graphe d'évolution du taux du remplissage du réservoir de production.
- Graphe d'évolution du taux de remplissage du réservoir de routage.
- Hydrogrammes des débits observés et simulés.
- Graphe de comparaison des débits observés et des débits simulés.

## 6. Calage du modèle

Tableau A32 : Données d'entrée pour le calage du modèle

Mois	Pluie [mm]	ETP [mm]	Débit [mm]
Novembre - 2010	0	213	0
Décembre - 2010	5,32	208	0
Janvier - 2011	410,59	186	94
Février - 2011	544,66	162	241
Mars - 2011	276,14	177	130
Avril - 2011	77,95	162	40
Mai - 2011	0	130	4
Juin - 2011	0	98	0
Juillet - 2011	0	91	0
Août - 2011	0	109	0
Septembre - 2011	0	137	0
Octobre - 2011	0	188	0
Novembre - 2011	37,59	213	0,2
Décembre - 2011	158,12	208	12,9
Janvier - 2012	509,79	186	95,6
Février - 2012	258,74	162	76,5
Mars - 2012	264	177	79,2
Avril - 2012	363,5	162	125,6
Mai - 2012	4,49	130	11,7
Juin - 2012	2,65	98	5,6
Juillet - 2012	0	91	0
Août - 2012	0	109	0

Après mise en œuvre du modèle, on a le résultat suivant :

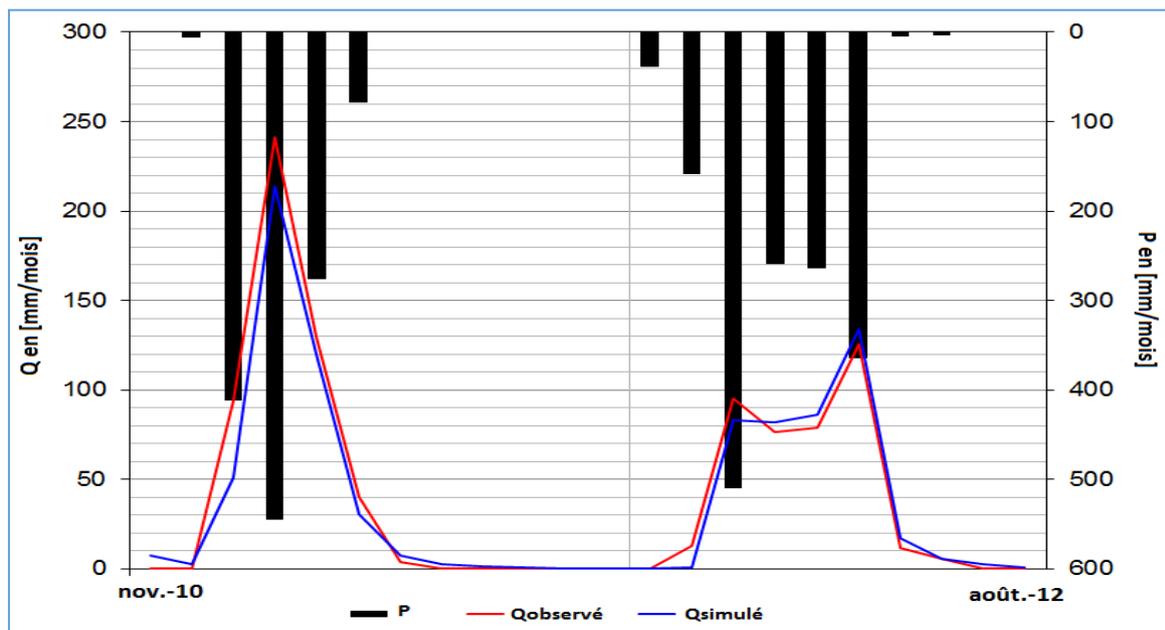


Figure A2 : Hydrogrammes de comparaison des débits observés et des débits simulés

Le critère de Nash est de l'ordre de 97,7 [%] (supérieur à 70 [%]), on peut dire alors que Le résultat est satisfaisant.

*Tableau A33 : Valeurs des critères de performances*

<b>Critères d'efficacité (%)</b>	
Nash ( $Q$ )	97,7
Nash ( $\sqrt{Q}$ )	92,8
Nash ( $\ln Q$ )	81,0
Bilan	101,4

*Tableau A34 : Valeurs des différents paramètres du modèle GR2M après calage*

<b>Nom du bassin</b>	Bassin Ambatomainy	
<b>Superficie du bassin (km<sup>2</sup>)</b>	46	
<b>Paramètres modèle</b>	<b>Transformés.</b>	<b>Réels</b>
x1 : Capacité rés. production (mm)	6,48	650,70
x2 : Paramètre d'échange (mm)	0,80	0,80
<b>Valeurs initiales</b>		
Niveau de remplissage initial S0 (max : x1 mm)	325,35	
Niveau de remplissage initial R0 (max : 60 mm)	30	
<b>Période</b>		
Longueur de la période de mise en route (mois)	12	
Durée de la période test (mois)	22	
Date de départ	11/2010	
Date de fin	08/2012	

## **7. Application au bassin versant d'Ambatomainy**

Les données d'entrées sont les pluviométries mensuelles du site d'étude donnée dans le tableau A2 de l'Annexe 1, et les valeurs de l'ETP sont celles obtenus à partir de la modélisation de PENMAN-MONTEITH.

Après mis en œuvre du modèle les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau A35 : Débits mensuels simulés par le modèle GR2M

ANNEE	Débit en [mm]												ANNUEL
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
1991	27,0	181,4	90,6	56,3	12,1	4,5	2,0	1,0	0,5	0,3	0,2	56,3	432,0
1992	121,5	132,6	56,1	11,5	4,0	1,7	0,8	0,4	0,3	0,1	0,3	0,8	330,1
1993	53,0	179,9	233,4	28,8	7,8	3,0	1,4	0,7	0,4	0,2	0,1	0,2	508,8
1994	30,4	122,7	76,4	13,4	4,4	1,9	0,9	0,5	0,3	0,2	0,1	0,3	251,5
1995	86,3	95,3	80,4	25,4	8,1	3,1	1,4	0,7	0,4	0,2	0,3	20,3	321,9
1996	64,7	99,1	107,1	14,9	4,8	2,0	1,0	0,5	0,3	0,2	0,1	6,7	301,2
1997	166,2	99,1	51,1	13,7	4,4	1,9	0,9	0,5	0,3	0,2	0,5	6,0	344,7
1998	42,4	203,5	33,2	10,5	3,7	1,6	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1	6,4	303,0
1999	20,8	53,7	45,9	12,4	4,4	1,8	0,9	0,5	0,3	0,2	0,1	0,7	141,5
2000	54,0	108,0	27,4	13,2	4,3	1,8	0,9	0,5	0,3	0,2	0,4	9,4	220,4
2001	157,6	62,7	42,9	11,3	3,9	1,7	0,8	0,4	0,2	0,2	0,1	3,0	284,8
2002	67,0	122,2	76,7	13,9	10,5	3,8	1,7	0,8	0,4	0,3	0,2	5,8	493,2
2003	255,9	128,0	58,5	26,1	7,1	2,8	1,3	0,7	0,4	0,2	0,2	12,0	493,2
2004	127,8	80,9	131,1	28,5	7,7	3,0	1,4	0,7	0,4	0,2	0,6	112,1	494,3
2005	73,8	133,4	83,6	13,0	4,7	2,0	1,0	0,5	0,3	0,2	0,2	17,7	330,2
2006	72,6	93,7	39,8	21,1	6,5	2,6	1,2	0,6	0,3	0,2	5,0	37,0	280,6
2007	124,8	225,1	73,0	13,9	4,6	2,0	1,0	0,5	0,3	0,2	0,9	5,9	452,2
2008	39,8	183,1	53,2	10,6	4,0	1,7	0,9	0,5	0,3	0,2	0,9	2,4	297,5
2009	12,2	37,3	50,2	27,4	7,2	2,8	1,3	0,7	0,4	0,2	0,2	1,3	141,2
2010	133,3	60,4	84,9	13,9	4,5	1,9	0,9	0,5	0,3	0,2	0,3	3,2	304,4
2011	171,9	214,2	142,8	27,6	7,3	3,0	1,4	0,7	0,4	0,2	0,2	1,1	507,7
Moyenne	90,6	124,6	78,0	19,4	6,0	2,4	1,1	0,6	0,3	0,2	0,5	14,7	344,5
Taux	26,3%	36,2%	22,6%	5,6%	1,7%	0,7%	0,3%	0,2%	0,1%	0,1%	0,2%	4,3%	100,0%
Ecart-type	111,0												111,0

Après ajustement statistique, par la loi normale de Gauss, on a :

Tableau A36 : Apports annuels de différentes fréquences

T [ans]	u <sub>F</sub>	Année sèche		Année humide	
		Q [mm]	Volume [m <sup>3</sup> /an]	Q [mm]	Volume [m <sup>3</sup> /an]
5	0,84	251,3	11 557 737,4	437,8	20 136 569,2
10	1,28	202,4	9 310 900,5	486,6	22 383 406,2
25	1,75	150,2	6 910 870,2	538,8	24 783 436,5
50	2,05	116,9	5 378 935,9	572,1	26 315 370,7
100	2,33	85,9	3 949 130,6	603,2	27 745 176,0

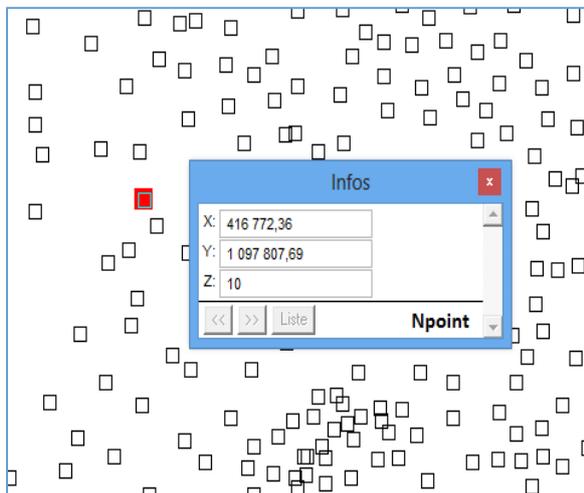
## ANNEXE 11 : FONCTIONNALITES GLOBAL DU LOGICIEL VERTICAL MAPPER

### 1. Généralité

Vertical Mapper (VM) est un logiciel d'analyse spatial « associé » à MapInfo, crée par la société canadienne Northwood. Il est spécifiquement utilisé pour traiter des informations en format de grilles raster.

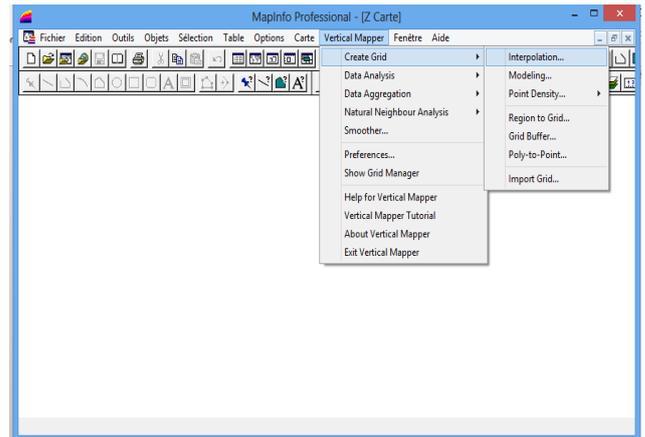
### 2. Rastérisation sur Vertical Mapper

Création des points côtés (on entend par côte l'altitude relative du point) à l'aide MapInfo

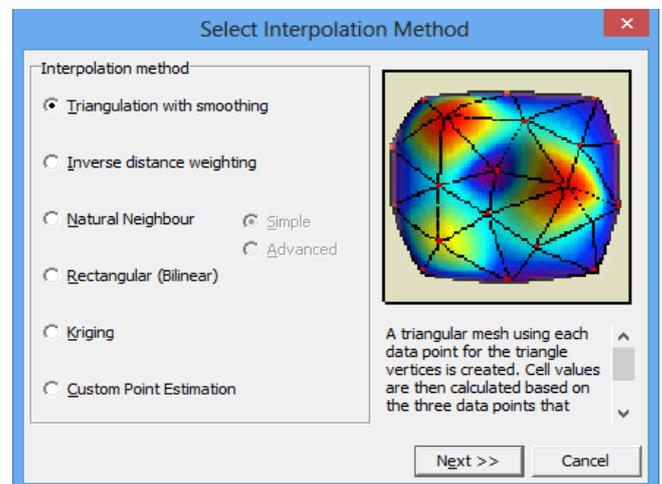


Dans la figure ci-dessus, X et Y représentent les coordonnées planimétriques d'un point, et Z l'altitude ou côte à cartographier.

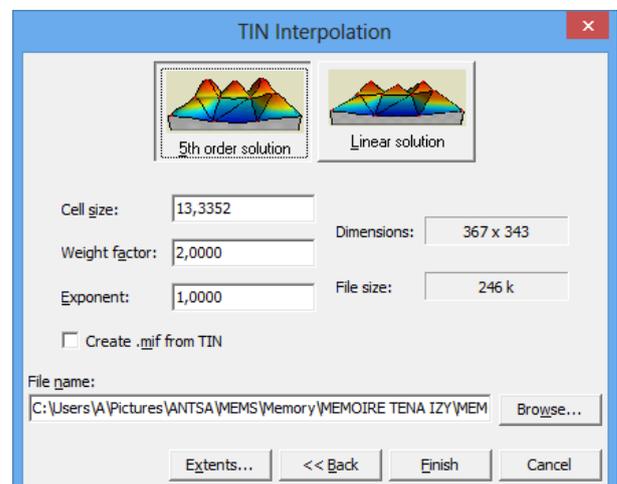
A partir des points côtés initialement créées, on choisit dans l'onglet Vertical Mapper, la fonction « Create Grid ».



Puis choix de la méthode d'interpolation, ici, on a choisi la « méthode de triangulation » :

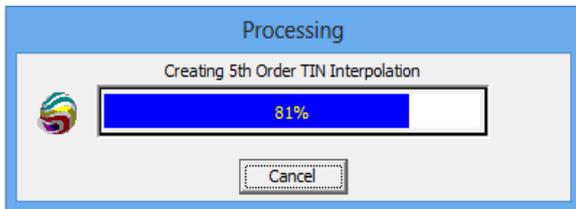


Ensuite on définit le thème (Z) à interpoler et la méthode de lissage de la cartographie où on a le choix entre l'approximation polynomiale d'ordre 5 ou l'approximation linéaire :

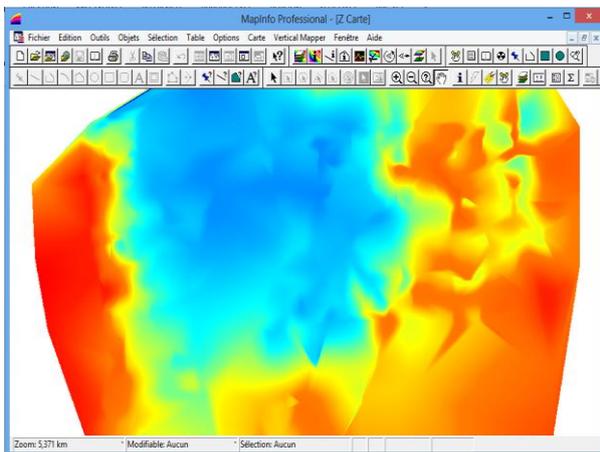


A partir du « Cell size », dans la figure ci-dessus, on peut aussi modifier la résolution spatiale de la grille finale.

Enfin, le logiciel effectue le calcul automatique et la génération de la grille de Z.



Le résultat obtenu pour la totalité de la zone initialement couverte de points est présenté dans la figure suivante :

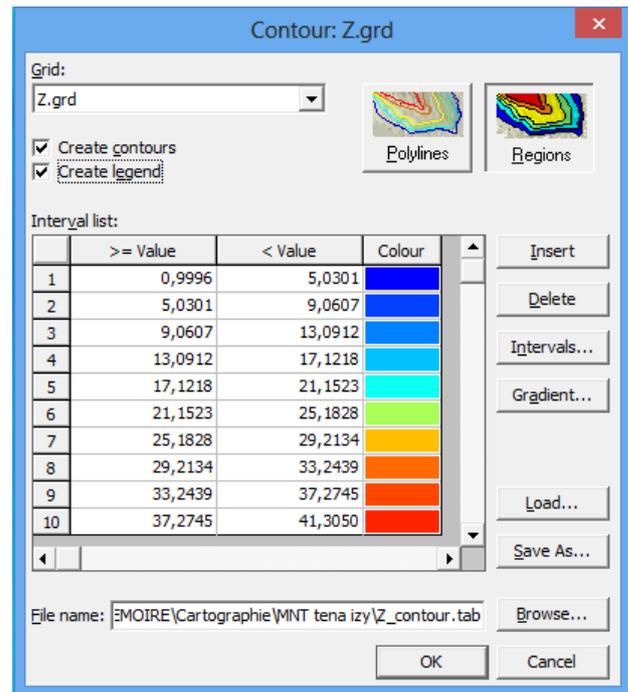


Ainsi on obtient une grille raster de la zone d'étude. Comme l'on remarque la présente grille n'est autre que le MNT de la carte 5.

### 3. Vectorisation automatique sur Vertical Mapper ou « Contouring »

Pour créer le contour entre des valeurs d'une grille entre deux valeurs limites successives, on procède selon la manière suivante :

Sur la fenêtre « Grid Manager », on clique sur « Contour », et la fenêtre suivante apparaîtra :



Dans la quelle, on peut définir les limites minimales (Minimum) et maximales (Maximum) des contours et la distance entre les contours intermédiaires (Interval). Tous cela en cliquant sur « Intervals ».

## ANNEXE 12 : CALCUL DE LA REVANCHE DU BARRAGE

La revanche est une tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage. Son calcul tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celle-ci rencontrent le barrage. Elle est obtenue par la relation suivante :

$$Rev = 0,75 h + \frac{v^2}{2g}$$

Où :

$R_{ev}$ , désigne la revanche en [m]

$h$ , désigne la hauteur des vagues en [m]

$v$ , désigne la vitesse de propagation des vagues en [m/s]

$g$ , désigne l'accélération de la pesanteur en [m/s<sup>2</sup>]

- **Hauteur des vagues**

D'après la formule de MOLITOR:

$$h = 0,76 + 0,032\sqrt{V \cdot f} - 0,26^4\sqrt{f}$$

Où :

$h$ , désigne la hauteur des vagues en [m]

$V = 65$  [km/h], désigne la vitesse du vent (maximum observée lors de passage du cyclone Nadia en 1994)

$f = 2,10$  [km], désigne le fetch

Après calcul, on a  $h = 0,70$  [m].

- **Vitesse de propagation des vagues**

Elle est donnée selon la formule de GAILLARD :

$$v = 1,5 + 2h$$

Où :

$v$ , désigne la vitesse de propagation des vagues en [m/s]

$h$ , désigne la hauteur des vagues en [m]. La valeur de  $h$  est donnée par l'abaque

Après calcul, on a  $v = 2,90$  [m/s], on en déduit alors  $R_{ev} = 0,95$  [m].

Par ailleurs, la revanche constitue une sécurité en cas de montée accidentelle du plan d'eau au-dessus de la côte prévue du PHE par suite de l'incertitude dans l'estimation des crues. De plus NIHYCRI exige la considération des phénomènes suivants :

- Le déferlement des vagues atteignant le parement amont du barrage,
- La surélévation du plan d'eau provoqué par le vent extrême considéré variant 5 à 10 [cm],
- Le contre-flèche en tenant compte du tassement qui se produit sur une longue durée.

- **Déferlement des vagues**

D'après la formule de KALAL :

$$R = 3,2h \cdot k \cdot \frac{1}{n}$$

Où :

*R, désigne le déferlement des vagues sur le parement du barrage en [m]*

*k, constante dépend du type de revêtement du parement amont, dans notre cas  $k = 0,72$  (rip-rap)*

*$1/n = 1/3$ , désigne la pente de talus amont*

Après calcul on a  $R = 0,43$ . Ainsi donc on a  $R_{ev} = 1,50$  [m].

## ANNEXE 13 : CALCUL DE STABILITE AU GLISSEMENT DE TALUS EN REMBLAI

### 1. Hypothèse et principe de calcul

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de ses talus amont et aval sur la fondation. La stabilité est calculée en régime permanent pour le talus aval et en régime transitoire, à la vidange, pour le talus amont.

Or, il n'existe pas de méthode globale pour calculer la stabilité d'un ouvrage de cette ampleur. Ainsi, on est obligé de faire quelques hypothèses pour y parvenir. Pour arriver à un résultat, on admet la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui paraît comme un cercle appelé « cercle de glissement » dans une coupe verticale du barrage.

A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranche vertical de faible épaisseur juxtaposée et on étudie l'équilibre de l'ensemble à la limite du glissement le long du cercle. On sait que le barrage et sa fondation sont formés de terres dont la résistance au cisaillement ( $t$ ) est fonction de la contrainte normale ( $n$ ), de la pression interstitielle ( $p$ ) et des deux caractéristiques cohésion ( $c$ ) et angle de frottement interne ( $\phi$ ) dans le domaine intergranulaire, selon la relation :

$$t = c + (n - p) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

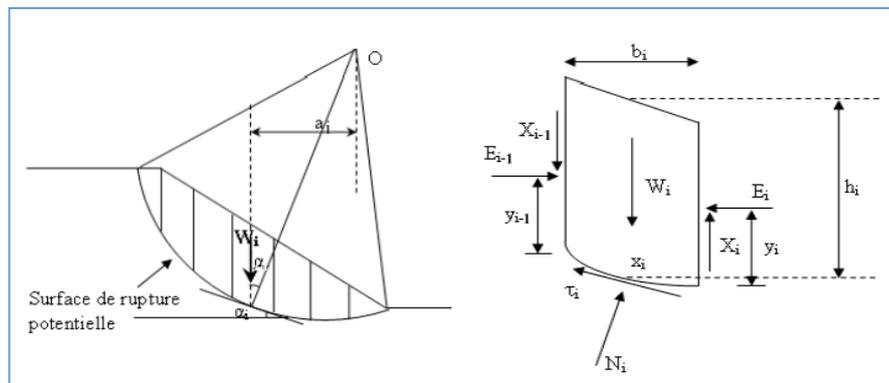


Figure A3 : Différents efforts agissants sur une tranche de talus

Soient :

- $dl$ , la portion de glissement interceptée par la tranche d'ordre  $n$  que nous considérons ici ;
- $l$ , la longueur de l'arc de cercle situé dans la partie saturée, c'est-à-dire sous la ligne phréatique (on admet que la partie non saturée est fissurée et a une cohésion nulle) ;
- $N_n$  la composante normale et  $T_n$  la composante tangentielle du poids  $P_n$  de la tranche ramené au niveau du cercle de glissement ;
- $X_n$  et  $Z_n$  les composantes de l'action de la tranche d'ordre  $n-1$  sur la tranche d'ordre  $n$  ;
- $X_{n+1}$  et  $Z_{n+1}$  les composantes de l'action de la tranche d'ordre  $n+1$  sur la tranche d'ordre  $n$ .

## 2. Méthode de BISHOP

La méthode de BISHOP est une forme plus généralisée d'une méthode plus ancienne dite de « FELLENIUS ». Par rapport à cette méthode, la méthode de BISHOP a l'avantage de tenir compte de la pression interstitielle régnant dans le massif surtout lorsque ce dernier est à saturation.

Le coefficient de sécurité  $F_s$  a pour expression :

$$F_s = \frac{\sum \frac{(N - p \cdot dl) \operatorname{tg} \phi + c \cdot l}{m_x}}{\sum T}$$

Où :

$F_s$ , désigne le coefficient de sécurité sans dimension

$N'$ , désigne la composante normale du poids immergé [ $\text{kN/m}^2$ ]

$\phi$ , désigne l'angle de frottement interne du sol constituant le massif en [°]

$l$ , désigne la longueur de l'arc de cercle dans la partie saturée en [m]

$m_x$  est un coefficient, différent pour chaque tranche et lui-même fonction de  $F_s$ .

$$m_x = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi}{F_s} \right)$$

$\alpha$  étant l'angle que fait l'élément  $dl$  et l'horizontale.

## 3. Calcul de stabilité par la mise en œuvre de STB 2010

STB 2010 est un logiciel de calcul de coefficient de stabilité de talus en utilisant la méthode BISHOP. Le logiciel a été découvert par erreur par la Dr REGERIO PUPPI de l'Universidade Tecnológica Federal do Paraná (Brasil) et qui a été corrigé et reproduit par ARNOLD VERRUIJT. Le logiciel est gratuit et peut être téléchargé sur le site [geo.verruijt.net](http://geo.verruijt.net).

Son mise en œuvre est simple et se déroule comme suit :

- Tracé du talus à l'aide des nœuds et lignes ;
- Entrer des données caractéristiques physique du sol ou du remblai : poids volumique sec ( $w_d$ ), poids volumique saturé ( $w_s$ ), cohésion ( $c$ ), angle de frottement interne ( $\phi$ )
- Mise en marche du calcul ;
- Impression des résultats.

Pour notre cas, les résultats de calcul sous STB 2010 sont présentés ci-après :

• **Cas de barrage à sec**

**STB2010 - Slope Stability**

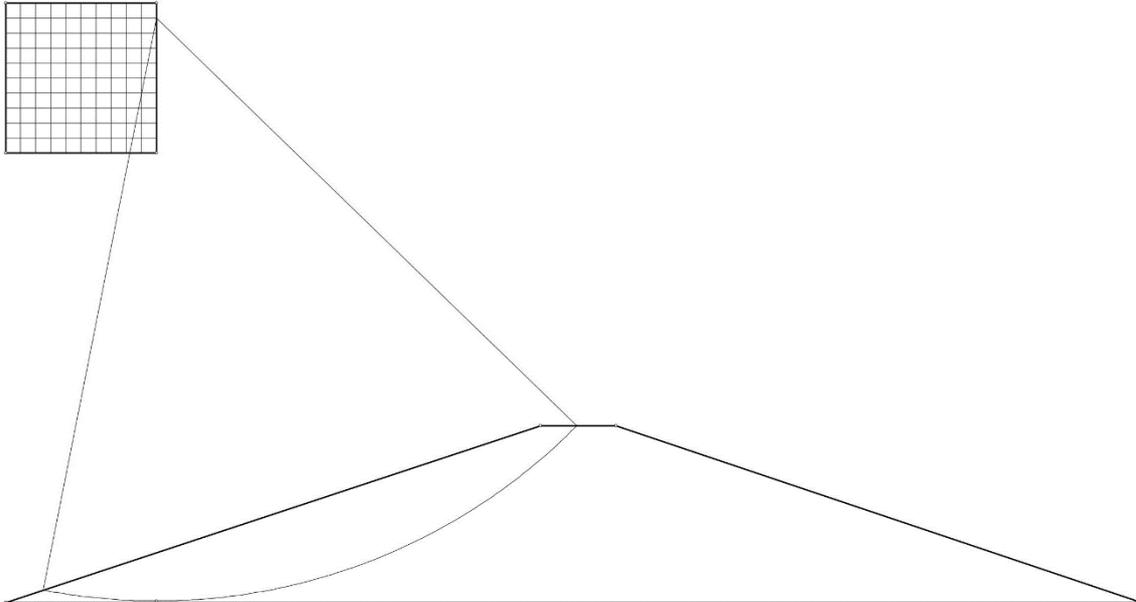
Copyright © 2010 by A. Verruijt

S:\Software\STB\Mémoire\brg à sec .stb, barrage sans eau

**General Data**

Licensed User : S:\Software\STB\Mémoire\brg à sec  
 File Name : brg à sec  
 Problem Name : barrage sans eau  
 Number of Slices : 1000  
 Relative Horizontal Force : 0.000000  
 Number of Nodes : 16  
 Number of Soil Polygons : 1

**Figure with critical slip circle**



**Structure of Polygons**

Window of centers of slip circles  
 Nodes 1 2 3 4  
 Deepest point of all slip circles  
 Node 5  
 Water Polygon  
 Nodes 6 7 16 8 9  
 Soil Polygons  
 1: Nodes 10 11 12 13 16 14 15

**Properties of Soils**

Soil	Wd kN/m <sup>3</sup>	Ws kN/m <sup>3</sup>	Ko --	c kN/m <sup>2</sup>	phi degrees	P/F	p=0 m	cap m
1	18.000	20.000	1.000	8.000	22.000	P		0.000

**Output Data**

**Safety Factors**

2.390	2.249	2.144	2.064	2.001	1.951	1.911	1.879	1.850	1.836	1.836
2.420	2.271	2.162	2.079	2.014	1.962	1.921	1.888	1.858	1.839	1.836
2.452	2.295	2.181	2.094	2.027	1.974	1.931	1.897	1.869	1.845	1.837
2.486	2.320	2.200	2.110	2.040	1.986	1.942	1.906	1.878	1.852	1.839
2.521	2.347	2.221	2.127	2.054	1.998	1.953	1.916	1.887	1.862	1.844
2.559	2.374	2.242	2.144	2.069	2.010	1.964	1.927	1.897	1.872	1.851
2.599	2.403	2.265	2.162	2.084	2.024	1.976	1.937	1.906	1.882	1.860
2.642	2.434	2.288	2.181	2.100	2.037	1.988	1.948	1.917	1.891	1.871
2.688	2.466	2.313	2.201	2.116	2.051	2.000	1.960	1.928	1.902	1.881
2.736	2.501	2.339	2.221	2.133	2.066	2.014	1.972	1.939	1.912	1.891
2.789	2.537	2.366	2.243	2.151	2.082	2.027	1.985	1.951	1.924	1.902

**Critical slip circle**

Center: x = 10.000, y = 39.000, Radius: 38.900, F = 1.836

• **Cas de barrage saturé d'eau**

**STB2010 - Slope Stability**

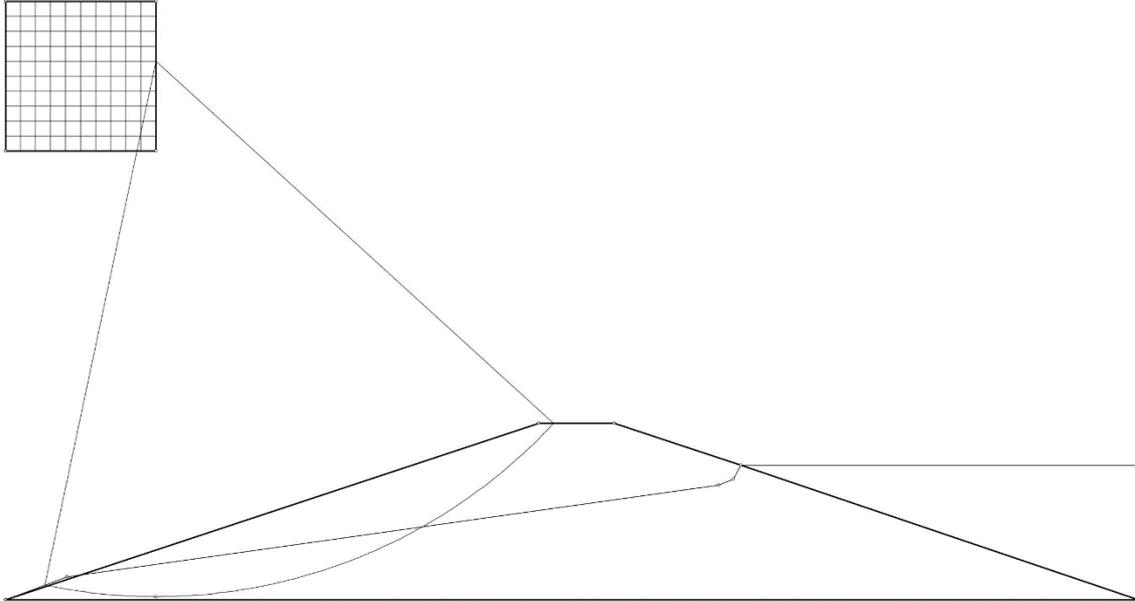
Copyright © 2010 by A. Verruijt

**S:\Software\STB\Mémoire\brg saturé.stb, avec saturation**

**General Data**

Licensed User : S:\Software\STB\Mémoire\brg saturé.stb  
 File Name : brg saturé.stb  
 Problem Name : avec saturation  
 Number of Slices : 1000  
 Relative Horizontal Force : 0.000000  
 Number of Nodes : 18  
 Number of Soil Polygons : 1

**Figure with critical slip circle**



**Structure of Polygons**

Window of centers of slip circles  
 Nodes 1 2 3 4  
 Deepest point of all slip circles  
 Node 5  
 Water Polygon  
 Nodes 6 7 18 17 16 8 9  
 Soil Polygons  
 1 : Nodes 10 11 12 13 16 14 15

**Properties of Soils**

Soil	Wd kN/m <sup>3</sup>	Ws kN/m <sup>3</sup>	Ko --	c kN/m <sup>2</sup>	phi degrees	P/F	p=0 m	cap m
1	18.000	20.000	1.000	4.000	22.000	P		0.000

**Output Data**

**Safety Factors**

1.638	1.557	1.497	1.452	1.418	1.391	1.370	1.354	1.341	1.337	1.342
1.651	1.565	1.503	1.457	1.421	1.394	1.373	1.356	1.343	1.336	1.339
1.666	1.575	1.510	1.462	1.425	1.397	1.375	1.359	1.346	1.336	1.336
1.679	1.585	1.517	1.467	1.429	1.400	1.378	1.361	1.348	1.338	1.335
1.695	1.595	1.524	1.473	1.433	1.403	1.380	1.363	1.350	1.341	1.335
1.712	1.607	1.532	1.478	1.437	1.406	1.383	1.365	1.352	1.343	1.336
1.730	1.618	1.541	1.484	1.441	1.410	1.386	1.368	1.355	1.345	1.339
1.750	1.631	1.549	1.490	1.446	1.413	1.389	1.371	1.357	1.348	1.342
1.770	1.644	1.558	1.496	1.451	1.417	1.392	1.374	1.360	1.350	1.345
1.793	1.658	1.568	1.503	1.456	1.421	1.395	1.376	1.363	1.353	1.347
1.817	1.673	1.577	1.510	1.461	1.425	1.399	1.380	1.366	1.356	1.351

**Critical slip circle**

Center: x = 10.000, y = 36.000, Radius: 35.800, F = 1.335

• **Cas de barrage drainé :**

**STB2010 - Slope Stability**

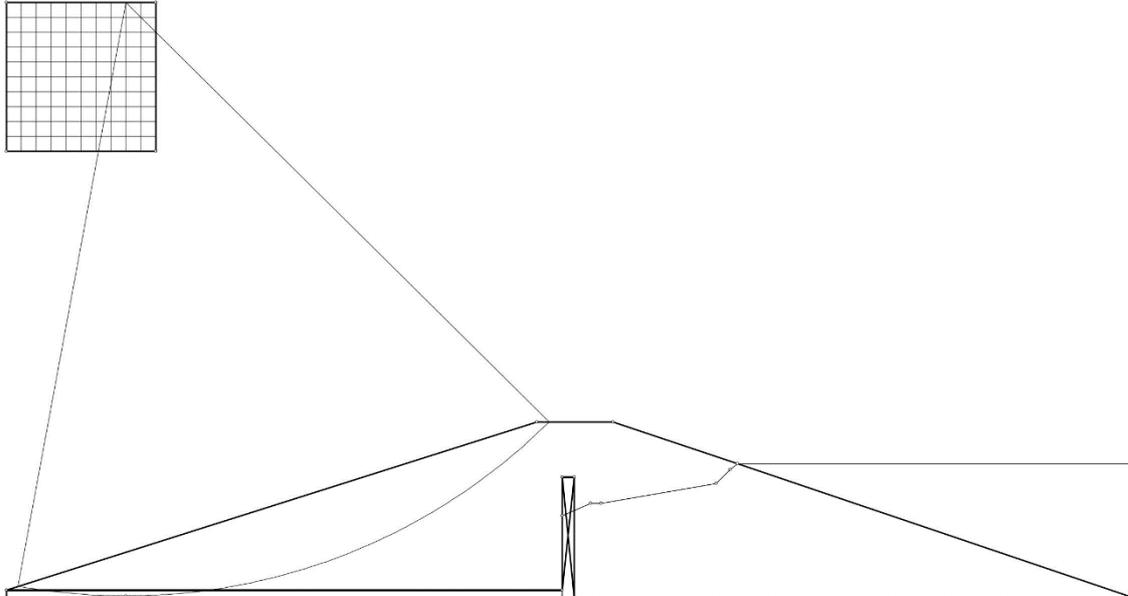
Copyright © 2010 by A. Verruijt

S:\Software\STB\Mémoire\brg drainé NIHCRI.stb, .stb

**General Data**

Licensed User : S:\Software\STB\Mémoire\brg drainé NIHCRI.stb  
 File Name : brg drainé NIHCRI.stb  
 Problem Name : .stb  
 Number of Slices : 1000  
 Relative Horizontal Force: 0.000000  
 Number of Nodes : 26  
 Number of Soil Polygons : 2

**Figure with critical slip circle**



**Structure of Polygons**

Window of centers of slip circles  
 Nodes 1 2 3 4  
 Deepest point of all slip circles  
 Node 5  
 Water Polygon  
 Nodes 6 7 22 23 18 17 16 8 9  
 Soil Polygons  
 1: Nodes 10 25 24 20 21 26 19 12 13 16 14 15  
 2: Nodes 10 11 25 24 21 20 26 19

**Properties of Soils**

Soil	Wd kN/m³	Ws kN/m³	Ko --	c kN/m²	phi degrees	P/F	p=0 m	cap m
1	18.000	20.000	1.000	8.000	22.000	P		0.000
2	19.000	21.000	1.000	0.000	40.000	P		0.000

**Output Data**

**Safety Factors**

2.408	2.364	2.335	2.315	2.298	2.282	2.270	2.265	2.259	2.267	2.286
2.428	2.382	2.352	2.331	2.314	2.297	2.286	2.278	2.271	2.274	2.289
2.450	2.401	2.370	2.348	2.330	2.312	2.299	2.293	2.287	2.282	2.293
2.472	2.422	2.388	2.365	2.346	2.329	2.315	2.308	2.302	2.294	2.300
2.495	2.442	2.408	2.384	2.363	2.344	2.332	2.324	2.317	2.310	2.307
2.519	2.464	2.428	2.402	2.382	2.361	2.348	2.340	2.333	2.325	2.319
2.544	2.486	2.449	2.423	2.400	2.379	2.365	2.357	2.349	2.343	2.334
2.570	2.509	2.471	2.443	2.420	2.395	2.384	2.375	2.365	2.359	2.353
2.597	2.533	2.493	2.464	2.440	2.415	2.402	2.392	2.384	2.375	2.369
2.625	2.559	2.517	2.487	2.460	2.435	2.422	2.412	2.401	2.394	2.386
2.654	2.584	2.541	2.510	2.483	2.455	2.442	2.430	2.420	2.412	2.405

**Critical slip circle**

Center: x = 8.000, y = 40.000, Radius: 39.900, F = 2.259

## ANNEXE 14 : DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR

### 1. Définition d'un seuil normal

« On appelle seuil normal un seuil épais au parement duquel ne se produisent ni surpressions, ni dépressions pour une charge déterminée. Sa forme doit donc s'adapter à la face inférieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère, au-dessus d'une mince paroi » (Manuel d'Hydraulique Générale, A. Lancastre).

Notre objectif est donc de déterminer la forme du seuil et le coefficient de débit  $m$  correspondant.

### 2. Détermination du coefficient de débit « m »

Considérons un seuil normal à parement amont vertical dont la description est présentée dans la figure suivante :

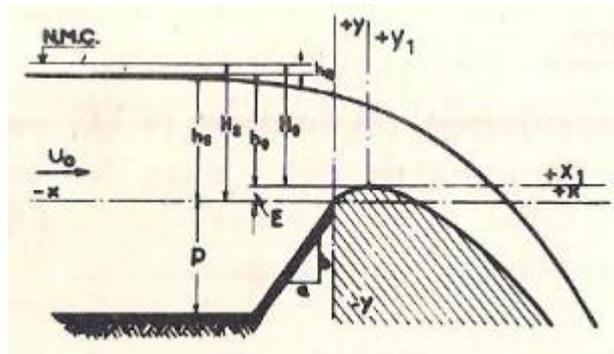


Figure A4 : Profil type d'un seuil normal

Le débit évacué au-dessus du seuil est donnée par l'expression suivante :

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

Où :

$Q$ , désigne le débit évacué, égal au débit de crue centennale = 162 [m<sup>3</sup>/s]

$m$ , désigne le coefficient de débit en fonction de la forme du seuil

$L$ , désigne la longueur du déversoir, que nous prenons égal à 80 [m]

$g$ , désigne l'accélération de la gravité = 9,810 [m<sup>2</sup>/s]

$H_0$ , désigne la charge au-dessus du seuil du déversoir en [m]

La méthode consiste à résoudre le problème par approximations successives selon les étapes suivantes :

- Commençons par fixer une valeur de  $m$ , soit  $m = 0,460$ . Calculons  $H'$  telle que :

$$H_0' = \left( \frac{Q}{m \cdot L \cdot \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{128}{0,460 \times 200 \times 4,429} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,10 [m]$$

- Considérons une valeur de  $p = 1,00$  [m] et  $E = 0,40$  [m], on a :

$$p + E = 1,40 [m] \text{ et } \frac{H_0'}{p + E} = 0,71$$

On obtient  $m = 0,485$  [Manuel d'Hydraulique Générale, A. Lancastre, tableau 164].

- A partir de cette nouvelle valeur de  $m$  nous allons déterminer une nouvelle valeur  $H_o''$ , telle que :

$$H_o'' = \left( \frac{128}{0,49 \times 200 \times 4,429} \right)^{2/3} = 0,96 \text{ [m]}$$

Et on a :

$$\frac{H_o''}{p + E} = \frac{0,44}{1,00 + 0,40} = 0,69$$

On obtient une autre nouvelle valeur de  $m = 0,485$ .

Pour cette nouvelle valeur de  $m$ , on refait le calcul avec la même démarche que précédente. On trouve un coefficient de débit pratiquement le même, on arrête le calcul et on prend alors  **$m = 0,485$  et  $H_o = 0,96$ [m]**.

### 3. Détermination de la forme du déversoir

Soit  $U_a$  la vitesse d'amenée dans la retenue, selon l'expression suivante :

$$U_a = \frac{q}{H_o + p} = \frac{\frac{Q}{L}}{H_o + p} = \frac{\frac{128}{40}}{1,30 + 1,00} = 1,03 \text{ [m/s]}$$

Où :

$U_a$ , désigne la vitesse d'amenée dans la retenue en [m/s]

$q$ , désigne le débit par unité de longueur du déversoir en [m<sup>3</sup>/s/m]

$H_o$ , désigne la charge au-dessus seuil en [m]

$p$ , désigne la hauteur du seuil

Connaissant  $U_a$  on peut calculer l'énergie cinétique dans la retenue à partir de la relation suivante :

$$h_a = \frac{U_a^2}{2g} = \frac{1,39}{2 \times 9,81} = 0,054 \text{ [m]}$$

Où :

$h_a$ , désigne l'énergie cinétique dans la retenue en [m/s]

$U_a$ , désigne la vitesse d'amenée dans la retenue en [m/s]

$g$ , désigne l'accélération de la gravité = 9,81 [m/s<sup>2</sup>]

Pour calculer  $H_s$ , on calcule d'abord :

$$\frac{h_a}{H_o} = \frac{0,098}{1,300} = 0,057$$

Puis on obtient le rapport :

$$\frac{H_s}{H_o} = 1,086$$

[Manuel d'Hydraulique Générale, A. Lancastre, tableau 165]

On a alors :

$$H_s = 1,086 \times H_o = 1,044 \text{ [m]}$$

A partir de  $H_s$ , on peut déterminer le profil du seuil et la forme supérieure de la lame déversant au-dessus du seuil. Les différentes valeurs de X et Y dans un système de coordonnées (O, X, Y) sont données dans les tableaux ci-après :

*Tableau A37 : Valeurs de X et Y donnant le profil du seuil*

<b>X/Hs</b>	<b>Y/Hs</b>	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>
0,0000	0,0000	0,000	0,000
0,0200	0,0235	0,028	0,031
0,0400	0,0400	0,057	0,052
0,0600	0,0530	0,085	0,069
0,0800	0,0630	0,113	0,083
0,1000	0,0710	0,142	0,093
0,1200	0,0770	0,170	0,101
0,1400	0,0820	0,198	0,107
0,1600	0,0845	0,227	0,111
0,1800	0,0870	0,255	0,113
0,2000	0,0880	0,283	0,115
0,2200	0,0885	0,311	0,115
0,2400	0,0880	0,340	0,115
0,2600	0,0875	0,368	0,113
0,2800	0,0860	0,396	0,110
0,3000	0,0845	0,425	0,107
0,3200	0,0820	0,453	0,104
0,3400	0,0785	0,481	0,098
0,3600	0,0750	0,510	0,093
0,3800	0,0710	0,538	0,087
0,4000	0,0670	0,566	0,081
0,4200	0,0620	0,595	0,074
0,4400	0,0565	0,623	0,066
0,4600	0,0515	0,651	0,059
0,4800	0,0455	0,680	0,050
0,5000	0,0390	0,708	0,040
0,5400	0,0250	0,765	0,021
0,5800	0,0090	0,821	-0,003
0,6200	-0,0090	0,878	-0,028
0,6600	-0,0280	0,934	-0,055
0,7000	-0,0490	0,991	-0,085
0,7400	-0,0720	1,048	-0,117
0,7800	-0,0950	1,104	-0,149
0,8200	-0,1200	1,161	-0,185
0,8600	-0,1460	1,218	-0,222
0,9000	-0,1730	1,274	-0,261
0,9400	-0,2020	1,331	-0,302
0,9800	-0,2310	1,388	-0,343
1,0000	-0,2470	1,416	-0,366

1,1000	-0,3300	1,557	-0,483
1,2000	-0,4220	1,699	-0,612
1,3000	-0,5220	1,841	-0,754
1,4000	-0,6320	1,982	-0,908
1,5000	-0,7500	2,124	-1,075
1,6000	-0,8740	2,265	-1,252

Tableau A38 : Valeurs de X et Y donnant la face supérieure de la lame déversant

X/Hs	Y/Hs	X (m)	Y (m)
-3,5	0,934	-4,956	1,322
-3	0,931	-4,248	1,318
-2,5	0,928	-3,540	1,314
-2	0,923	-2,832	1,307
-1,5	0,919	-2,124	1,301
-1	0,911	-1,416	1,290
-0,8	0,902	-1,133	1,277
-0,6	0,89	-0,850	1,260
-0,4	0,872	-0,566	1,235
-0,2	0,844	-0,283	1,195
0	0,804	0,000	1,138
0,2	0,752	0,283	1,065
0,4	0,68	0,566	0,963
0,6	0,584	0,850	0,827
0,8	0,462	1,133	0,654
1	0,31	1,416	0,439
1,4	-0,086	1,982	-0,122
1,8	-0,608	2,549	-0,861
2,2	-1,272	3,115	-1,801
2,6	-2,086	3,681	-2,954

**ANNEXE 15 : DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE ET TESTE DE STABILITE DANS LE CAS DE DEPASSEMENT DE LA CRUE DE PROJET**

**1. Longueur économique du déversoir**

Le but est de trouver la longueur optimale du déversoir, c'est-à dire, trouver un rapport optimal entre la longueur du déversoir et le profil du barrage de façon à avoir le coût le plus bas possible. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau A39 : Longueur économique du déversoir*

Longueur déversoir [m]	Volume [m <sup>3</sup> /s]		Coût [Ar]		
	Déversoir	Barrage	Déversoir	Barrage	PROJET
80	1 236,00	936 492,90	432 320 000,00	18 729 858 000,00	20 021 762 000,00
100	1 266,72	874 653,75	443 072 000,00	17 493 074 900,00	18 057 596 900,00
120	1 297,44	864 439,25	453 824 000,00	17 286 366 000,00	17 878 910 000,00
160	2 472,64	849 251,05	865 144 000,00	16 985 021 000,00	18 024 405 000,00
200	2 428,00	834 436,00	849 800 000,00	16 688 720 000,00	17 725 400 000,00
220	2 526,08	833 501,60	883 848 000,00	17 735 928 000,00	17 759 448 000,00

On constate que le coût du projet diminue progressivement avec l'augmentation de la longueur du déversoir jusqu'à 200 [m]. La longueur économique est alors L = 200 [m].

**2. Chenal d'écoulement**

La profondeur critique ( $y_c$ ) dans le chenal d'écoulement est calculée à partir de la relation suivante :

$$y_c = 0,47 \left( \frac{Q}{l} \right)^{2/3}$$

Où :

$Q = 146$  [m<sup>3</sup>/s], désigne le débit évacué par le déversoir

$l = 200$  [m], largeur du canal

On a alors  $y_c = 0,40$  [m].

La profondeur normale est donnée par la formule de Manning-Strickler, en considérant que l'écoulement est uniforme :

$$Q = K.S.R_h^{2/3}.I^{1/2}$$

Où :

$Q$ , désigne le débit évacué par le déversoir en [m<sup>3</sup>/s]

$S$ , désigne la section mouillée en [m<sup>2</sup>]

$R_h$ , désigne le rayon hydraulique en [m]

$I$ , désigne la pente en [m/m]

$K$ , désigne le coefficient de Manning-Strickler.  $K$  varie de 100 à 40 selon l'état de la surface de la paroi du chenal ; dans notre cas nous allons prendre  $K = 75$  correspondant à une surface en béton lissé avec joint. (Technique des petits barrages en aménagement rural).

Le calcul se fait à l'aide du logiciel Excel de Microsoft Office selon le tableau suivant :

*Tableau A40 : Caractéristiques hydrauliques du chenal d'écoulement*

K = 75		m = 0		I = 0,001					
Q <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /s)	l [m]	y <sub>c</sub> [m]	y <sub>o</sub> [m]	S [m <sup>2</sup> ]	P [m]	R <sub>h</sub> [m]	Q <sub>cal</sub> [m <sup>3</sup> /s]	DQ/Q [%]	V [m/s]
146,00	200,00	0,40	0,50	98,90	201,00	0,50	146,10	0,00	1,50

La longueur du chenal est arbitraire, mais il est préférable qu'elle ne soit pas trop courte. Ainsi, nous allons considérer la longueur du chenal égal à 10 [m].

### 3. Coursier

- **Convergent**

La longueur du convergent est donnée par la formule suivante :

$$L_{conv} = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Où :

$L_{conv} = 5,00$  [m], désigne la longueur du convergent

$l_1 = 200,00$  [m], désigne la largeur au plafond du bief amont

$l_2$ , désigne la largeur au plafond du bief aval (section de contrôle) en [m]

Connaissant  $L_{conv}$  et  $l_1$ , on en déduit  $l_2 = 198,00$  [m].

- **Tirant d'eau**

Le tirant d'eau dans le coursier est déterminé à partir de l'abaque ci-dessous dont le graphe donne le rapport  $y/H_s$  en fonction de l'expression suivante :

$$E = \frac{Q}{\sqrt{2g} \cdot l \cdot H_s^{3/2}}$$

Où :

$Q$ , désigne le débit dans le coursier égal au débit évacué par le déversoir en [m<sup>3</sup>/s]

$l$ , désigne la largeur du coursier en [m]

$H_s$ , désigne l'énergie spécifique variable suivant la section de coursier ; elle peut se calculer à partir de la relation suivante :

$$H_s = 0,9\Delta H$$

Or  $\Delta H = 9,40$  [m], on obtient  $H_s = 7,50$  [m]. Et en considérant  $l = l_2 = 198,00$  [m].

On a alors  $E = 0,01$  et  $y/H_s = 0,01$  ; d'où le tirant d'eau dans le coursier est  $y = 0,10$  [m].

- **Revanche**

Pour éviter le risque de débordement, il convient d'ajouter une revanche au coursier.

$$Rev = 0,6 + 0,05 V^3 \sqrt{y}$$

Où :

$Rev$ , désigne la revanche en [m]

$V = 6,10$ , désigne la vitesse d'écoulement dans le coursier, elle donnée par la relation de Manning-Strickler

$y = 0,10$  désigne le tirant d'eau dans le coursier à l'entrée du bassin de dissipation en [m]

Après calcul on a  $Rev = 0,70$  [m].

#### 4. Bassin de dissipation

- Caractéristiques hydrauliques du ressaut

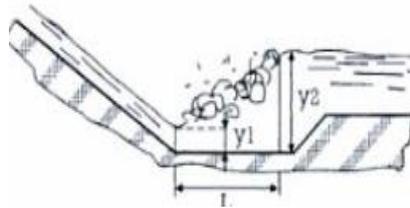


Figure A6 : Profondeurs conjuguées d'un ressaut hydraulique

Selon la figure ci-dessus, on peut calculer  $y_1$  à partir de la relation suivante :

$$y_1 = y \cdot \cos \alpha$$

$y = 0,1$  [m] est le tirant d'eau dans le coursier à l'entrée du bassin de dissipation, et  $\alpha = 18,43^\circ$  l'angle correspondant à la pente du coursier. On a lors  $y_1 = 0,1$  [m].

Connaissant  $y_1$  et  $F$  (nombre de Reynolds), on peut déterminer la profondeur d'eau après le ressaut et sa longueur à partir des graphes ci-après :

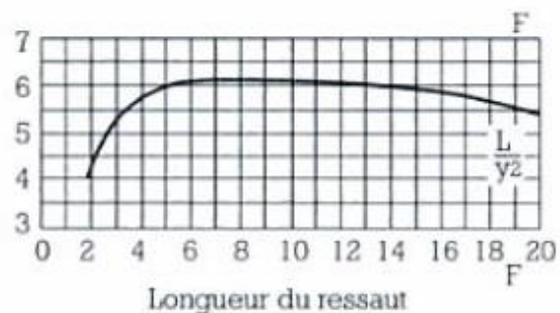
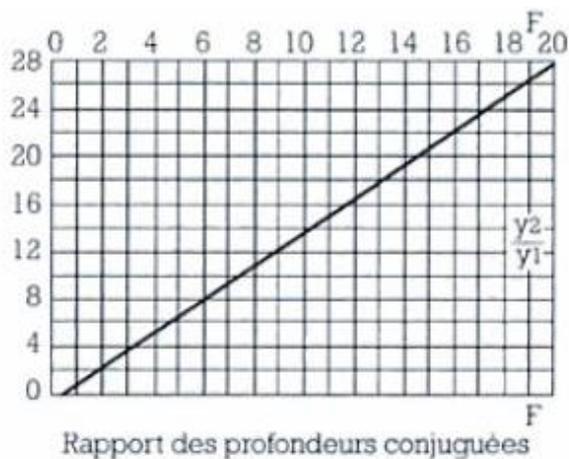


Tableau A41 : Caractéristiques hydrauliques du ressaut

$Fr$	$y_1$ [m]	$y_2/y_1$	$y_2$ [m]	$L/y_2$	$L$ [m]
7,1	0,1	5,7	0,7	6,1	4,4

- **Dimensionnement du bassin de dissipation**

Le profil général du bassin de dissipation est représenté par la figure suivante :

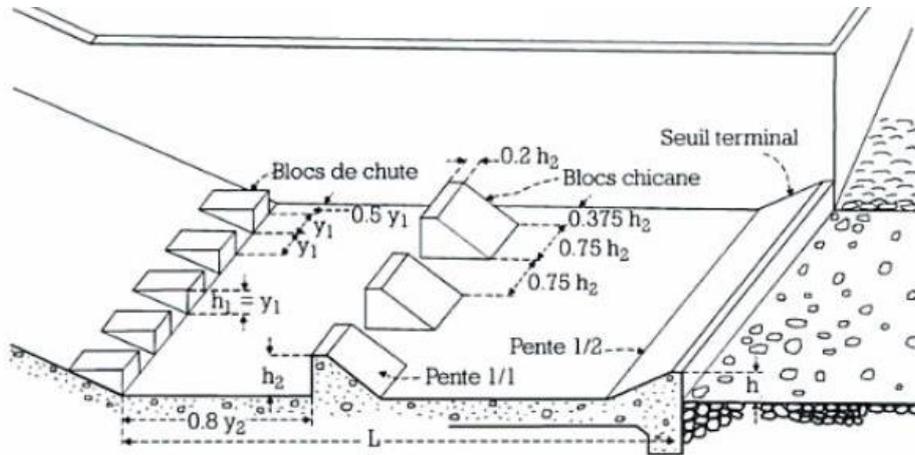


Figure A7 : Bassin de dissipation et éléments de blocs

Les hauteurs d'eau en amont et en aval du bassin de dissipation correspondent aux tirants d'eau avant et après le ressaut, c'est-à-dire, respectivement de 0,1 [m] et 0,7 [m].

En considérant une revanche de 0,3 [m], la hauteur du bassin est  $h = 1,0$  [m]. En outre, sa longueur peut être déterminée à partir du graphe ci-après :



Pour  $F = 7,1$  on a  $L/y_2 = 6,1$  d'où la longueur du bassin de dissipation est  $L = 5,0$  [m], et  $l = 198,0$  [m]

- **Dimensions des blocs**

Les blocs constituant le bassin sont dimensionnés à partir du graphe suivant :

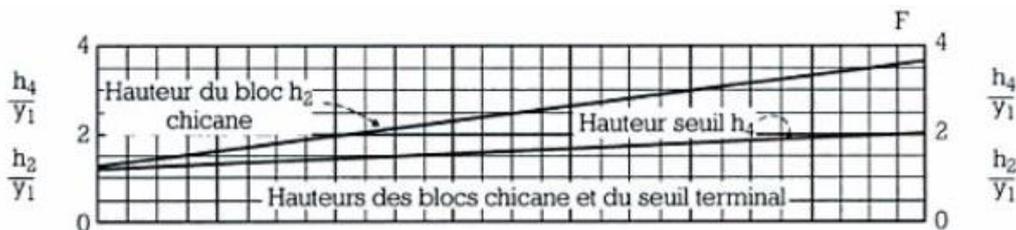


Tableau A42 : Hauteur des blocs

Fr	$y_1$ [m]	$h_1$ [m]	$h_2/y_1$ [m]	$h_2$ [m]	$h_4/y_1$ [m]	$h_4$ [m]
7,1	0,1	0,1	1,7	0,1	1,3	0,1

- Blocs de chute :
  - Hauteur de bloc :  $h_1 = y_1 = 0,1$  [m]
  - Larguer de bloc :  $l_1 = y_1 = 0,1$  [m]
  - Espacement entre blocs :  $e_1 = y_1 = 0,1$  [m]
- Blocs chicanes :
  - Hauteur de bloc :  $h_2 = 0,1$  [m]
  - Larguer à la base :  $l_2 = h_2 = 0,1$  [m]
  - Largeur en crête :  $l_2' = 0,2h_2 = 0,0$  [m]
  - Longueur de bloc :  $L_2 = 0,75h_2 = 0,1$  [m]
  - Pente du parement amont : 0
  - Pente du parement aval : 1/1
  - Espacement entre blocs :  $e_2 = 0,75h_2 = 0,1$  [m]
- Seuil terminal :
  - Hauteur du seuil :  $h_4 = 0,1$  [m]
  - Pente du parement amont : 1/2
  - Pente du parement aval : 0

## ANNEXE 16 : CALCUL DE STABILITE DU SEUIL ET PROFIL DU SEUIL

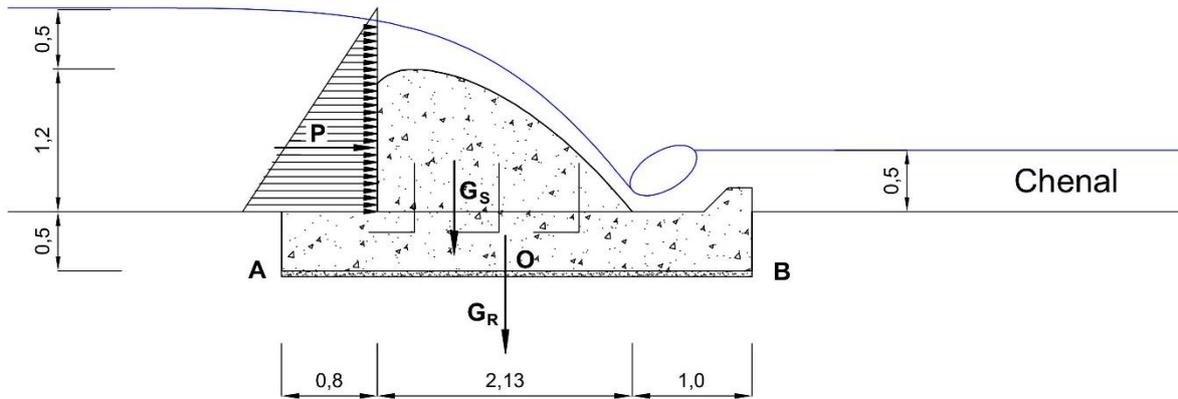


Figure A8 : Etats de sollicitation du seuil

### 1. Rappel des critères de stabilités

- Stabilité au glissement :

$$Kg = \frac{(G_S + G_R) \operatorname{tg} \varphi}{P} > 1$$

- Stabilité au renversement :

$$Kr = \frac{M_B(G_S) + M_B(G_R)}{M_B(P)} > 1,5$$

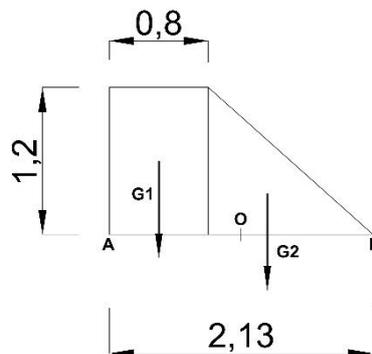
- Excentricité et contrainte maximale à la base :

$$e = \frac{M_O}{G_S + G_R}$$

$$\sigma_{max} = \frac{G_S + G_R}{b} \mp \frac{6M_O}{b^2}$$

Où:

$G_S = S_s \times \gamma_{\text{béton}}$ , le poids du seuil. Pour faciliter le calcul on a décomposé  $G_S$  en  $G_1$  et  $G_2$  tel que :  $G_S = G_1 + G_2$ , selon la figure suivante :



$G_R = S_R \times \gamma_{\text{béton}}$ , le poids du radier.

$P = P_1 + P_2 = (\gamma_{\text{eau}} \cdot H_a \cdot H_s) + \left( \gamma_{\text{eau}} \cdot \frac{H_s^2}{2} \right)$ , la poussée de l'eau, c'est à l'ensemble de la force hydrostatique exercée par l'eau sur le parement amont du barrage.

$M_B$ , moment des forces par rapport à B (voir figure)

$M_O$ , moment des forces par rapport à O (voir figure)

$b$ , largeur à la base du déversoir

## 2. Calcul des différents coefficients de stabilité

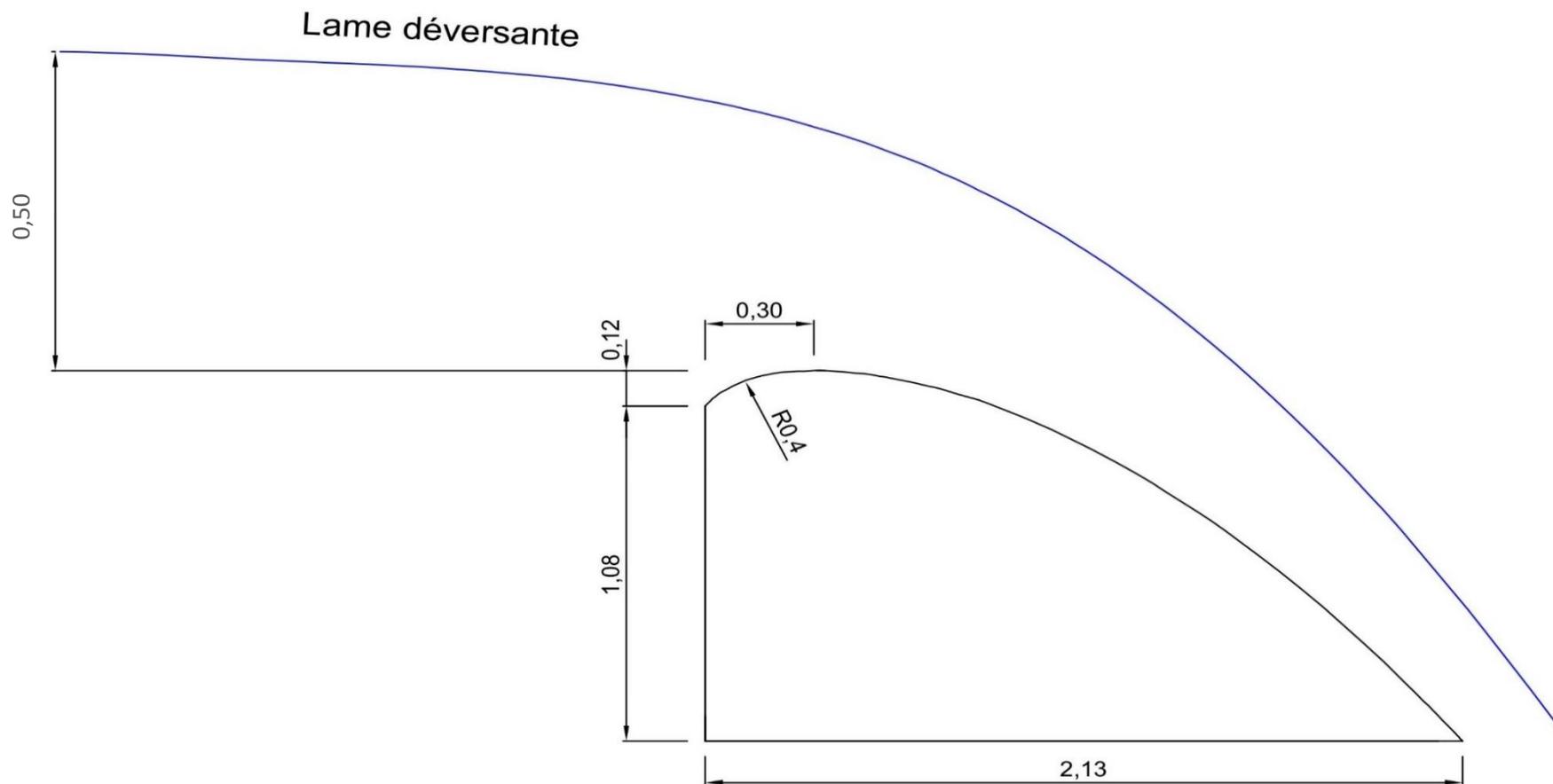
Selon le tableau suivant :

Tableau A43 : Calcul des modules de forces et des moments

Force	Module [tf/ml]	d/B [m]	d/O [m]	$M_B$ [tf.m/ml]	$M_O$ [tf.m/ml]
G <sub>1</sub>	2,40	1,70	0,70	4,20	1,60
G <sub>2</sub>	2,00	0,90	0,20	1,80	-3,50
G <sub>R</sub>	4,90	1,10	0,00	4,70	-0,50
P <sub>1</sub>	2,00	0,60	0,60	-1,20	-1,20
P <sub>2</sub>	0,70	0,40	0,40	-0,30	-0,30

Tableau A44 : Coefficients de stabilité

Kg	Kr	e [m]	$\sigma_{\text{max}}$ [tf.m/ml]
1,3	7,1	-0,4	10,9



PROFIL DU SEUIL

ECHELLE : 1/30

## ANNEXE 17 : CALCUL DE TEMPS DE VIDANGE DE LA RETENUE

Le débit de vidange est égal au débit d'un écoulement sortant d'un orifice en charge, on a alors :

$$Q_V = \mu S \sqrt{2gH}$$

Où :

$g = 9,81 [m/s^2]$ , désigne l'accélération gravitationnelle

$H = 9 [m]$ , la hauteur d'eau dans le réservoir correspondant à NNE

$S$ , désigne la section de la conduite en fonction du diamètre :

$$S = \pi \frac{D^2}{4}$$

$\mu$ , désigne le coefficient de débit :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1,09 + (\lambda \frac{L}{D} + \sum \delta)}}$$

- $\lambda \frac{L}{D}$ , désigne le coefficient de perte de charge linéaire et  $\lambda$  est déterminé à partir de du diagramme de MOODY (Manuel d'hydraulique générale, A. LENCASTRE) en fonction de la rugosité relative de la conduite ( $\frac{\varepsilon}{D}$ ) et du nombre de Reynolds ( $Re$ ) selon que :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0,6 \sqrt{2gH} \cdot D}{\nu}$$

Où :

$\nu = 1,01 \cdot 10^{-6}$ , désigne la viscosité cinématique de l'eau à 20°C

$\varepsilon$ , désigne la rugosité absolue de la conduite selon le type de la conduite. Dans notre cas, pour une conduite en acier (bouts soudés, intérieur continu) revêtu en béton centrifugé, on a  $\varepsilon = 0,15$  (Manuel d'hydraulique générale, A. LENCASTRE).

- $\sum \delta = 1,319$ , désigne la somme des coefficients des pertes de charges singulières, qui comprend les pertes au dans la vanne amont et dans la coude 90°.

Tableau A45 : Valeurs des différents paramètres et temps de vidange

D [mm]	S [m <sup>2</sup> ]	Re	$\varepsilon/D$	$\lambda$	L [mm]	$\lambda L/D$	$\mu$	$Q_V$ [m <sup>3</sup> /s]	$V_V$ [m/s]	$t_V$ [jour]
800	0,50	6,32E+06	0,00019	0,0135	60000	1,125	0,53	3,55	7,07	52
1000	0,79	7,89E+06	0,00015	0,0130	60000	0,828	0,56	5,80	7,39	32
1200	1,13	9,47E+06	0,00013	0,0125	60000	0,675	0,57	8,55	7,57	22

Où :

$Q_V = \mu S \sqrt{2gH}$ , désigne le débit de vidange en [m<sup>3</sup>/s]

$V_V = \mu \sqrt{2gH}$ , désigne la vitesse de vidange en [m/s]

$t_V = \frac{\text{Volume de la retenue}}{86\,400 \cdot Q_V}$ , désigne le temps de vidange en [jour]

## ANNEXE 18 : CALCUL DE RENTABILITE DU PROJET

*Tableau A46 : Bordereaux de Détails Estimatifs*

N°	Désignations des travaux	Unité	Quantité	PU (Ar) (x 1000)	Montant (Ar) (x 1000)
<b>I INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER</b>					
1.01	Installation de chantier	fft	1,00		1 865,00
1.02	Repli de chantier	fft	1,00		887,00
<b>Total installation et repli de chantier</b>					<b>2 752,00</b>
<b>II TRAVAUX PREPARATOIRES</b>					
2.01	Formation paysanne en matière de culture, de gestion et d'entretien	fft			1 900,00
<b>Total travaux préparatoires</b>					<b>1 900,00</b>
<b>III BARRAGE DE RETENUE</b>					
3.01	Défrichage	m <sup>2</sup>	132 055,00	4,00	528 220,00
3.02	Décapage de la terre végétale de la zone d'assise	m <sup>3</sup>	66 027,50	4,00	264 110,00
3.03	Décapage de la terre végétale de la zone d'empreint	m <sup>3</sup>	66 027,50	4,00	264 110,00
3.04	Terrassement pour l'exécution de la clé d'encrage	m <sup>3</sup>	32 156,25	10,00	321 562,50
3.05	Réalisation du remblai compacté par couche de 20 cm	m <sup>3</sup>	834 436,00	20,00	16 688 720,00
3.06	Fourniture et mise en place des collecteurs Ø 50	ml	33 013,75	5,00	165 068,75
3.07	Fourniture et mise en place de la grave 0-40 mm	m <sup>3</sup>	13 720,00	5,00	68 600,00
3.08	Exécution du fossé au pied du talus aval	ml	1 715,00	2,00	3 430,00
3.09	Fourniture et mise en place d'une couche de bloc de 40/60 [cm] sur le parement amont	m <sup>2</sup>	64 998,50	4,00	259 994,00
3.10	Mise en place d'une couche de 15 [cm] de terre végétale sur le parement aval	m <sup>2</sup>	64 998,50	2,00	129 997,00
<b>Total construction du barrage de retenue</b>					<b>18 693 812,25</b>
<b>IV EVACUATEUR DE CRUES</b>					
4.01	Terrassement et nivellement	m <sup>3</sup>	9 344,00	20,00	186 880,00
4.02	Béton armée dosé à 350 (seuil, chenal, convergent, coursier, bassin de dissipation)	m <sup>3</sup>	2 428,00	350,00	849 800,00
<b>Total construction l'évacuateur de crues</b>					<b>1 036 680,00</b>
<b>V OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE</b>					
5.01	Béton armée dosé à 350	m <sup>3</sup>	60,00	350,00	21 000,00
5.02	Conduite en acier (Ø 1000)	ml	84,00	200,00	16 800,00
5.03	Vanne circulaire métallique à volant (Ø 1000)	u	1,00	980,00	980,00
5.04	Vanne métallique à volant (80 x 80 [cm])	u	1,00	880,00	880,00
5.05	Vanne métallique à volant (100 x 100 [cm])	u	1,00	980,00	980,00
<b>Total construction ouvrage de prise et de vidange</b>					<b>40 64089</b>
<b>VI MESURES ENVIRONNEMENTALES</b>					
6.01	Végétalisation de talus aval (engazonnement)	m <sup>2</sup>	64 998,50	3,00	194 995,50
6.02	Végétalisation de la zone d'emprunt	m <sup>2</sup>	132 055,00	3,00	396 165,00
<b>Total mesures environnementales</b>					<b>591 160,50</b>
<b>MONTANT TOTAL DU PROJET HT</b>					<b>20 366 944,75</b>
<b>TVA 20%</b>					<b>4 073 388,95</b>
<b>MONTANT TOTAL DU PROJET TTC</b>					<b>24 440 333,70</b>

Tableau A47 : Apports des bénéficiaires

N°	Désignations des travaux	Unité	Quantité	PU (Ar) (x 1000)	Montant (Ar) (x 1000)
<b>I</b>	<b>APPORT NUMERAIRE</b>				
1.01	Apport bénéficiaire en numéraire	fft	1,00	0,00	0,00
<b>Total apport numéraire</b>					<b>0,00</b>
<b>II</b>	<b>APPORT EN NATURE</b>				
	<b>BARRAGE</b>				
2.01	Terrassement pour l'exécution de la clé d'encrage	m3	32 156,25	10,00	321 562,50
2.02	Mise en place d'une couche de 15 [cm] de terre végétale sur le parement aval	m <sup>2</sup>	64 998,50	2,00	129 997,00
	<b>MESURES ENVIRONNEMENTALES</b>				
2.02	Végétalisation de talus aval (engazonnement)	m <sup>2</sup>	64 998,50	3,00	194 995,50
2.03	Végétalisation de la zone d'emprunt	m <sup>2</sup>	132 055,00	3,00	396 165,00
<b>Total apport en nature</b>					<b>1 042 720,00</b>
<b>MONTANT TOTAL DE L'APPORT DES BENEFICIAIRES</b>					<b>1 042 720,00</b>

**ANNEXE 19 : CONCEPTION ET COUT DE L'OUVRAGE DE RETENUE DIMENSIONNE SANS  
PRISE EN COMPTE DE NIHYCRI**

**1. Profil du barrage de retenue**

Le débit de dimensionnement et le débit de crue centennale laminée tel que  $Q_{100, \text{Laminé}} = 88$  [m<sup>3</sup>/s].

Les dimensions relatives à l'ouvrage de retenue sont données dans les tableaux ci-après :

*Tableau A48 : Prédimensionnement du corps du barrage*

Type de barrage	i	$l_{\text{crête}}$ [m]	R [m]	$H_b$ [m]	$l_{\text{base}}$ [m]	L [m]
Homogène	2,5/1	4,0	1,2	11,70	64,0	1715,0

Où :

- i*, désigne la pente des talus du barrage
- $l_{\text{crête}}$ , désigne la largeur en crête du barrage en [m]
- R*, désigne la revanche en [m]
- $H_b$ , désigne la hauteur du barrage en [m]
- $l_{\text{base}}$ , désigne la largeur à la base du barrage en [m]
- L*, désigne la longueur du barrage en [m]

*Tableau A49 : Paramètres de stabilité du barrage*

Coefficient de stabilité au glissement	Coefficient de stabilité au renversement	<i>e</i> [m]	$\sigma_E$ [t/m <sup>2</sup> /ml]	$\sigma_i$ [t/m <sup>2</sup> /ml]
7,7	224,8	-4,8	7,0	19,0

D'après le tableau A42, les conditions de stabilité du barrage sont vérifiées ; on peut donc considérer les dimensions consignées dans le tableau A41 ci-dessus.

**2. Evacuateur de crue**

L'évacuateur de crue est composé d'un seuil normal, d'un chenal d'écoulement, d'un coursier et d'un bassin de dissipation dont les dimensions et les paramètres caractéristiques sont donnés les tableaux ci-après :

*Tableau A50 : Dimensions et caractéristique du déversoir*

Seuil	<i>m</i>	<i>l</i> [m]	$h_{\text{max}}$ [m]	L [m]
Normal	0,45	200,0	0,30	1715,0

*Tableau A51 : Dimensions et grandeurs du chenal d'écoulement selon NIHYCRI*

$Q_n$ [m <sup>3</sup> /s]	<i>l</i> [m]	L [m]	$y_c$ [m]	$y_o$ [m]	Rev [m]	$h_c$ [m]	<i>h</i> [m]
88,0	200,0	8,0	0,4	0,5	0,6	1,0	1,1

Où :

- $Q_n$ , désigne le débit nominal du chenal, égal au débit évacué par le déversoir
- l*, désigne la largeur du chenal, égale à la longueur du déversoir
- L, désigne la longueur du chenal. Sa dimension est arbitraire mais il est préférable qu'elle ne soit pas très courte

$y_c$ , désigne la profondeur critique du chenal  
 $y_o$ , désigne la profondeur normale du chenal  
 Rev, désigne la revanche  
 $h_c$ , désigne la hauteur critique du chenal  
 $h$ , désigne la hauteur normale du chenal

Tableau A52 : Dimensions et grandeurs relatives au coursier

$Q_n$ [m <sup>3</sup> /s]	$l_1$ [m]	$l_2$ [m]	$L_{conv}$ [m]	$L$ [m]	$y$ [m]	Rev [m]	$h$ [m]
88,0	200,0	196,0	5,0	21,0	0,1	0,7	0,8

Où :

$Q_n$ , désigne le débit nominal du coursier, égal au débit évacué par le déversoir.  
 $l_1$ , désigne la largeur du bief amont du convergent.  
 $l_2$ , désigne la largeur du coursier.  
 $L_{conv}$ , désigne la longueur du convergent.  
 $L$ , désigne la longueur du coursier.  
 $y$ , désigne le tirant d'eau dans le coursier à l'entrée du bassin de dissipation.  
 Rev, désigne la revanche.  
 $h$ , désigne la hauteur normale du coursier.

Tableau A53 : Dimensions et caractéristiques du bassin de dissipation

F	$V$ [m/s]	$l$ [m]	$L$ [m]	$h$ [m]
7,0	5,7	4,4	196,0	1,7

Le bassin versant est de type II (cf. *Technique des barrages en aménagement rural*) et composé des blocs de chute, des blocs chicanes et d'un seuil terminal.

### 3. Ouvrage de prise et de vidange

L'ouvrage de prise et de vidange est composé d'une conduite en acier de diamètre 1 000 [mm] placée au pied du barrage, permettant la vidange de la retenue environ 32 jours.

#### 4. Coût du projet

Tableau A54 : Bordereaux de Détails Estimatifs

N°	Désignations des travaux	Unité	Quantité	PU (Ar) (x 1000)	Montant (Ar) (x 1000)
<b>I</b>	<b>INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER</b>				
1.01	Installation de chantier	fft	1,00		1 865,00
1.02	Repli de chantier	fft	1,00		887,00
<b>Total installation et repli de chantier</b>					<b>2 752,00</b>
<b>II</b>	<b>TRAVAUX PREPARATOIRES</b>				
2.01	Formation paysanne en matière de culture, de gestion et d'entretien	fft			1 900,00
<b>Total travaux préparatoires</b>					<b>1 900,00</b>
<b>III</b>	<b>BARRAGE DE RETENUE</b>				
3.01	Défrichage	m <sup>2</sup>	109 760,00	4,00	439 040,00
3.02	Décapage de la terre végétale de la zone d'assise	m <sup>3</sup>	54 880,00	4,00	219 520,00
3.03	Décapage de la terre végétale de la zone d'empreint	m <sup>3</sup>	54 880,00	4,00	219 520,00
3.04	Terrassement pour l'exécution de la clé d'encrage	m <sup>3</sup>	30 012,50	10,00	300 125,00
3.05	Réalisation du remblai compacté par couche de 20 cm	m <sup>3</sup>	696 732,00	20,00	13 934 640,00
3.06	Fourniture et mise en place de gravillon 5/25 d'une épaisseur 50 [cm]	m <sup>3</sup>	27 440,00	10,00	137 200,00
3.07	Fourniture et mise en place de la grave 0-40 mm	m <sup>3</sup>	16 464,00	5,00	82 320,00
3.08	Exécution du fossé au pied du talus aval	ml	1 715,00	2,00	3 430,00
3.09	Fourniture et mise en place d'une couche de bloc de 40/60 [cm] sur le parement amont	m <sup>2</sup>	55 394,50	4,00	221 578,00
3.10	Mise en place d'une couche de 15 [cm] de terre végétale sur le parement aval	m <sup>2</sup>	55 394,50	2,00	110 789,00
<b>Total construction du barrage de retenue</b>					<b>15 668 162,00</b>
<b>IV</b>	<b>EVACUATEUR DE CRUES</b>				
4.01	Terrassement et nivellement	m <sup>3</sup>	2 988,00	20,00	59 760,00
4.02	Béton armée dosé à 350 (seuil, chenal, convergent, coursier, bassin de dissipation)	m <sup>3</sup>	2 428,00	350,00	849 800,00
<b>Total construction l'évacuateur de crues</b>					<b>909 560,00</b>
<b>V</b>	<b>OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE</b>				
5.01	Béton armée dosé à 350	m <sup>3</sup>	60,00	350,00	21 000,00
5.02	Conduite en acier (Ø 1000)	ml	70,00	200,00	14 000,00
5.03	Vanne circulaire métallique à volant (Ø 1000)	u	1,00	980,00	980,00
5.04	Vanne métallique à volant (80 x 80 [cm])	u	1,00	880,00	880,00
5.05	Vanne métallique à volant (100 x 100 [cm])	u	1,00	980,00	980,00
<b>Total construction ouvrage de prise et de vidange</b>					<b>37 840,00</b>
<b>VI</b>	<b>MESURES ENVIRONNEMENTALES</b>				
6.01	Végétalisation de talus aval (engazonnement)	m <sup>2</sup>	55 394,50	3,00	166 183,50
6.02	Végétalisation de la zone d'emprunt	m <sup>2</sup>	109 760,00	3,00	329 280,00
<b>Total mesures environnementales</b>					<b>495 463,50</b>
<b>MONTANT TOTAL DU PROJET HT</b>					<b>17 115 677,50</b>
<b>TVA 20%</b>					<b>3 423 135,50</b>
<b>MONTANT TOTAL DU PROJET TTC</b>					<b>20 538 813,00</b>

*Tableau A55 : Récapitulation des coûts des travaux en Ariary*

N° PRIX	DESIGNATION	MONTANT en Ar
1	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	<b>2 752 000,00</b>
2	TRAVAIL PREPARATOIRE	<b>1 900 000,00</b>
3	BARRAGE DE RETENUE	<b>15 668 162 000,00</b>
4	EVACUATEUR DE CRUES	<b>909 560 000,00</b>
5	OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE	<b>37 840 000,00</b>
6	MESURES ENVIRONNEMENTALES	<b>495 463 500,00</b>
MONTANT HTVA		<b>17 115 677 500,00</b>
TVA 20 %		<b>3 423 135 500,00</b>
MONTANT TOTAL TVAC		<b>20 538 813 000,00</b>

*Tableau A56 : Apports bénéficiaires*

N°	Désignations des travaux	Unité	Quantité	PU (Ar) (x 1000)	Montant (Ar) (x 1000)
<b>I</b>	<b>APPORT NUMERAIRE</b>				
1.01	Apport bénéficiaire en numéraire	fft	1,00	0,00	0,00
<b>Total apport numéraire</b>					<b>0,00</b>
<b>II</b>	<b>APPORT EN NATURE</b>				
	<b>BARRAGE</b>				
2.01	Terrassement pour l'exécution de la clé d'encrage	m3	30 012,50	10,00	300 125,00
2.02	Mise en place d'une couche de 15 [cm] de terre végétale sur le parement aval	m <sup>2</sup>	55 394,50	2,00	110 789,00
	<b>MESURES ENVIRONNEMENTALES</b>				
2.02	Végétalisation de talus aval (engazonnement)	m <sup>2</sup>	55 394,50	3,00	166 183,50
2.03	Végétalisation de la zone d'emprunt	m <sup>2</sup>	109 760,00	3,00	329 280,00
<b>Total apport en nature</b>					<b>906 377,50</b>

<b>MONTANT TOTAL DE L'APPORT BENEFICIAIRE</b>	<b>906 377,50</b>
---	-------------------

En tenant compte de l'apport des bénéficiaires (4,41 % du coût du projet) le coût final du projet est de **19 632 435 500,00 Ar.**

*Tableau A57 : Comparaison des coûts du projet*

Coût en Ariary		Surcoût	
Méthode classique	NIHYCRI	En Ariary	En %
<b>20 538 813 000,00</b>	<b>24 440 333 700,00</b>	<b>3 901 520 700,00</b>	<b>19</b>

ANNEXE 20 : IMAGE SATELLITE DE LA ZONE D'ETUDE



**Nom** : RAKOTOMALALA

**Prénoms** : Mandimbiarimanana Tiana Antsa

**Contact** : +261 32 56 845 78, +261 34 67 553 57

**Courriel** : [antsatina@gmail.com](mailto:antsatina@gmail.com)

**Titre du mémoire :**

**« EVALUATION DES RESSOURCES EN EAU DU BASSIN VERSANT  
D'AMBATOMAINTY ET ETUDE DE FAISABILITE SELON NIHYCRI D'UN BARRAGE  
DE RETENUE POUR L'IRRIGATION DU SECTEUR 8 DU PERIMETRE  
HYDROAGRICOLE DE MAROVOAY**

**Commune rurale Anosimalainolona, District Marovoay, Région Boeny »**

**Nombres de pages : 93**

**Nombres de tableaux : 59**

**Nombres de figures et Cartes : 29**

**Résumé**

Le présent mémoire a pour objet l'évaluation de la ressource en eau du BV Ambatomainty et l'étude de faisabilité d'un barrage de retenue pour l'approvisionnement en eau du secteur 8 du périmètre de Marovoay, situé dans le District de Marovoay, région Boeny. Ce projet fait partie de l'un des programmes du Programme National Bassin Versant - Périmètre Irrigué.

Tout d'abord, à partir des données hydrométéorologiques (pluie et débit) et cartographiques, on a déterminé les caractéristiques géomorphologiques du BV. Et, à l'aide des formules théoriques et des mesures effectués sur terrain, notamment les mesures de débits et pluies pour deux années hydrologiques, on a adopté un coefficient de ruissellement de 0,36 pour le bassin d'Ambatomainty.

Puis, à l'aide des modèles hydrologiques tels les méthodes CTGREF, Station de référence et GR2M on a pu évaluer la capacité de production du bassin versant d'Ambatomainty, soit un volume stockable de 17 817 813 [m<sup>3</sup>/ans] d'eau. Pour l'estimation des débits de crues, on a utilisé les modèles hydrologiques tels les méthodes LOUIS DURET, SOGREAH, ORSTOM, GRADEX et HEC-HMS 3.5, qui ont permis de déterminer le débit de projet de l'ordre de 146 [m<sup>3</sup>/s].

Par ailleurs on a procédé à la modélisation numérique du terrain, du site d'Amboromena, par Vertical Mapper de MapInfo pour pouvoir déterminer la relation volume-hauteur du barrage. Tous ces résultats ont permis de dimensionner l'ouvrage envisagé sur le site d'Amboromena.

L'ouvrage projeté est un barrage de retenue de capacité 19 792 492 [m<sup>3</sup>], de hauteur 12,00 [m] et de longueur égale à 1715 [m], muni d'un évacuateur de crue frontal composé d'un seuil normal de 200 [m] de longueur.

Enfin, le coût total du projet s'élève à 24 440 333 700,00 Ariary, avec un apport des bénéficiaires égal à 1 042 720 000,00 Ariary, soit 4,27 % du coût du projet. Compte tenu du TRI de 9,64 %, très faible, seul le financement par l'Etat ou à partir des aides par les ONG internationales peuvent être envisagé. Cependant, compte tenu de l'application de NIHYCRI, on peut s'assurer de la pérennité de l'ouvrage vis-à-vis des éventuels effets des crues et des inondations.

**Mots clés** : Climat – Hydrologie – Aménagement hydroagricole – Modélisation – Barrage de retenue.