

LISTE DES ABREVIATIONS

FAO : Food and Agriculture Organisation (Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture.

FTM: Foiben-Taontsarintany Madagascar.

RN: Route Nationale.

JIRAMA: JIro sy RAno Malagasy.

SIG: Système d'Information Géographique.

CEG: Collège d'Enseignement Général.

EPP: Ecole Primaire Public.

EPC: Ecole Privée Catholique.

TVM : TéléVision Malagasy.

RNM : Radio Nationale Malagasy.

ONG : Organisations Non Gouvernementales.

CTGREF : Centre Technique du Génie Rural ; des Eaux et Forêts.

BP : Besoin en eau de la plante.

ETP : Evapotranspiration potentielle.

RFU : réserve Facilement Utilisable.

BTP : Besoin Total Brut.

C.R : Commune Rurale

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1 : Effectif de la population du site	6
Tableau 2 : Commune de Bemahatazana	10
Tableau 3 : Répartition des surfaces du bassin versant en fonction de l'altitude.....	15
Tableau 4 : Les variations des altitudes du bassin versant	16
Tableau 5 : Résultat qui montre les paramètres du bassin versant.....	17
Tableau 6 : Pluviométrie moyennes mensuelles en [mm] des années	20
Tableau 7 : Pluviométrie maximale journalière de 24 heures en [mm]	22
Tableau 8 : Valeurs des pluies de diverses fréquences	24
Tableau 9 : Valeurs des débits de diverses fréquences	25
Tableau 10 : Calcul de Khi-deux	26
Tableau 11 : Les valeurs des pluviométries de différentes fréquences en années sèches	28
Tableau 12 : Valeurs des débits mensuels des différentes fréquences :.....	29
Tableau 13 : Puissances des appareils domestiques et non domestiques du site.	32
Tableau 14 : Evaluation de la consommation en électricité de chaque appareil	33
Tableau 15 : Evaluation de la consommation en énergie en une année.....	34
Tableau 16 : Apport moyen mensuel du site	35
Tableau 17 : Le débit disponible avec barrage	35
Tableau 18 : Calendrier cultural généralisé d'après l'enquête.....	36
Tableau 19 : Valeur de l'ETP	37
Tableau 20 : Besoin en eau du périmètre	39
Tableau 21 : Caractéristiques des turbines Pelton et Francis	48
Tableau 22 : Coefficients de sécurité des cercles de glissement	56
Tableau 23 : Evaluation des impacts :	70
Tableau 24 : Mesures de compensation et de valorisation des impacts.....	73
Tableau 25 : Les mesures prise.....	75

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : la route RN1 bis	4
Figure 2 : Canal d'amenée en maçonnerie de moellon	41
Figure 3 : Conduite forcée en acier, assemblée bout à bout	43
Figure 4 : profil du barrage :	53
Figure 5. : profil du mur de soutènement	57
Figure 6 : l'évacuateur de crue	59
Figure 7 : Conduite vidange et l'ouvrage de prise	63
Figure 8 : ouvrage de répartition	65

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 Méthode statistique	82
Annexe 2 : Application de la méthode statistique	85
Annexe 3 : calcul du bassin versant.....	98
Annexe 4 : Laminage des crues.....	100
Annexe 5 : Etude de stabilité du barrage	102
Annexe 6 : Caractéristique de la digue et réseau d'écoulement après la mise en eau :	107
Annexe 7 : Calcul de stabilité du mur de soutènement	108
Annexe 8 : Calcul des ferrillages et de la section des armatures du mur.....	112
Annexe 9 : Calcul des ouvrages de génie civil	117
Annexe 10 : Dimensionnement de la turbine	127
Annexe 11 : Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP :	130
Annexe 12 : Calcul du Besoin en eau de la riziculture :	132
Annexe 13 : Valeur du coefficient régional B dans la formule de CTGREF :	136
Annexe 14 : Devis estimatif du projet : tous les prix sont en AR :	137
Annexe 15 : Calcul du Taux de Rentabilité Interne (TRI).	139
Annexe 16 : Calcul de stabilité de l'évacuateur de crue.....	146
Annexe 17 : Schémas coupes.....	149
Annexe 18 : Carte représentant la limite du Bassin versant	150
Annexe 19 : Carte de l'aménagement	151
Annexe 20 : Carte montrant l'accès au site.....	152
Annexe 21 : Abaque caractéristique des turbines	153
Annexe 22 : Caractéristique du matériau constituant le barrage.....	154
Annexe 23 : Plan de ferrillage du contrefortAnnexe 24 : Plan de ferrillage du rideau	155
Annexe 24 : Plan de ferrillage du rideau	156
Annexe 25 : Prises en photo du site.....	157

SOMMAIRE

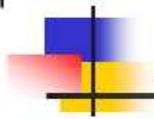
PARTIE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDES.....	3
I. Aperçu général du site.....	3
I.1. Situation géographique.....	3
I.1.1. Localisation générale de la zone d'étude.....	3
I.1.2. Voie de communication.....	3
I.2. Aperçu géologique de la zone.....	4
I.3. Hydrographie.....	5
I.4. Végétation.....	5
I.5. Donnée climatique.....	5
II. Etude socio-économique.....	6
II.1. Situation Démographique.....	6
II.2. Architecture.....	7
II.2.1. Architecture et matériaux de construction.....	7
II.2.2. Usage et utilité autre que l'hébergement.....	7
II.3. Les activités économiques.....	7
II.3.1. Agriculture.....	7
II.3.1.1. Problème rencontré.....	8
II.3.2. Elevage et pêche.....	9
II.3.2.1. Elevage.....	9
II.3.2.2. Pêche.....	10
II.3.3. Infrastructure sanitaire.....	10
II.3.4. Situation administrative.....	10
II.3.5. Infrastructure scolaire.....	10
II.3.6. Infrastructure routière.....	11
II.3.7. Communication et information.....	11
II.3.7.1. Type de transmission.....	11
a) le cellulaire.....	11
b) Le réseau BLU.....	11
Le réseau BLU, qui existe dans toutes les régions de Madagascar.....	11
II.3.7.2. Les informations audio-visuelles :.....	12
II.3.7.3. Les informations écrites :.....	12
II.3.8. Industrie et artisanats.....	12

III : partie hydrologie	13
III.1. Notion de bassin versant	13
III.1.1. Caractéristique du bassin versant	13
III.1.1.1. Surface et Périmètre du bassin versant.....	13
III.1.1.2. Forme du bassin versant.....	14
III.1.1.3. Rectangle équivalent.....	14
III.1.1.4. Pente du bassin versant.....	15
III.1.1.4.1. Courbe hypsométrique	15
III.1.1.4.2. Pente moyenne du bassin versant :	16
III.1.1.4.3. Indice de pente.....	17
III.1.1.5. résultat	17
III.1.1.6. Temps de concentration.....	17
III.1.1.5.1. Résultats	19
III.1.1.7. Couverture végétale	19
III.2. Estimation des débits.....	19
III.2.1. Présentation des données pluviométrique.....	19
III.2.2. Etude de crue.....	21
III.2.2.1. Définitions	21
III.2.2.2. Calcul des pluies de diverse fréquence :	24
III.2.2.2.1. Résultat	24
III.2.2.3. Estimation des débits de crue de diverses fréquences	24
III.2.2.3.1. Résultat	25
III.2.2.4. Choix de la loi le plus adaptif	25
III.2.2.4.1. Principe de la méthode.....	25
III.2.2.4.2. Résultat	26
III.2.3. Analyse fréquentielle de l'étiage.....	27
III.2.3.1. Définition	27
III.2.3.2. Estimation des débits fréquentsiels d'étiage :	27
III.2.3.2.1. Résultats	28
III.2.3.3. Estimation des apports.....	30
III.2.3.3.1. Résultat	30
IV. Besoin principal de la zone d'études.....	31
IV.1. Besoin en électricité	31
IV.1.1. Objectif du projet	31
IV.1.2. Choix du site.....	31
IV.1.3. Besoin en électricité.....	31
IV.1.3.1. Besoin en électricité domestique.....	31

IV.1.3.2. Consommation non domestique, industrielle.....	32
IV.1.4. Débit disponible	35
IV.2. Besoin en irrigation.....	36
IV.2.1. Calendrier cultural	36
IV.2.2. Mode de culture et besoin de la plante	36
IV.2.2.1. Besoin en eau de la plante :.....	37
IV.2.2.2. Besoin absolu de la plante :	37
IV.2.2.3. Besoin net : B_n	38
IV.2.3. Détermination des débits fictifs continus.....	38
IV.2.7. Résultats	39
PARTIE II : ETUDE TECHNIQUE	40
I. Description de l'aménagement proposé.....	40
I.1. Caractéristiques générales	40
II. Description des ouvrages :.....	40
II.1. Canal d'amenée.....	40
II.2. Chambre de mise en charge.....	42
II.3. Conduite forcée	43
II.4. Bâtiment de la centrale	44
II.5. Canal de restitution.....	45
II.6. Les turbines	45
II.6.1. Les types de turbine.....	45
II.6.1.1. Les turbines à action	45
II.6.1.2. Turbine à réaction	46
II.6.2. Le choix du type de turbine :	47
II.6.2.1. Caractéristiques de la turbine Pelton.....	49
II.6.2.1.1. Distributeur	49
II.6.2.1.2. Roue	49
II.6.2.1.3. Réglage du débit	49
II.6.2.1.4. Organe anti-bélier.....	50
II.7. Les équipements électromécaniques.....	50
II.7.1. Le matériel hydraulique.....	50
II.7.2. Les matériels électriques	51
II.8. Barrage.....	52
II.8.1. Type et profil du barrage	53
II.8.1.1. Type du sol :	54
II.8.1.2. Caractéristiques du sol.....	54

II.8.2. Etude de stabilité du barrage en terre	54
II.8.3. Dispositifs de protection et sécurité.....	56
II.8.3.1. Drains :.....	56
II.8.3.2. Masque étanche.....	56
II.8.3.3. Enherbement	57
II.8.3.4. Mur de soutènement:	57
II.8.3.4.1. Etude de stabilité du mur.....	58
II.8.3.5. Etanchéité de la fondation.....	59
II.8.4. Ouvrage annexe	59
II.8.4.1. Evacuateur de crue :	59
II.8.4.1.1. Etude de stabilité de l'évacuateur de crue	60
II.8.4.2. Le bassin d'amortissement :.....	61
II.8.4.3. Ouvrage de prise.....	61
II.8.4.4. Conduite de vidange	62
II.8.4.5. Dessableur.....	63
II.9. les ouvrages en irrigation.....	63
II.9.1. Les réseaux d'irrigation	63
II.9.1.1. Les canaux d'irrigation	64
II.9.2. Ouvrage de répartition	64
II.9.3. Ouvrage de sécurité et drainage	65
PARTIE III : ETUDE ENVIRONNEMENTALE DU PROJET	66
I. Environnement	66
II. Analyse des impacts sur l'environnement :	66
II.1. Impacts négatifs.....	66
II.1.1. Milieux physiques :.....	67
II.1.2. Milieux biologiques :.....	67
II.1.3. Milieux humain :.....	68
II.2. Impacts positifs :.....	68
II.3. Evaluation de l'importance des impacts :	69
III. Mesures d'atténuation des impacts :	72
IV. Plan de gestion environnementale du projet :	74
IV.1. Le programme de surveillance	74
IV.2. Le programme de suivi	75
PARTIE IV : ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE:	76

I. Etude économique	76
I.1. Objectif de l'étude économique.....	76
I.2. Donnée et hypothèse de calcul.....	76
I.2.1. Les charges d'exploitation :	76
I.2.1.1. Les charges fixes :	76
I.2.1.2. Les charges variables :	77
I.2.2. Procédure de calcul	77
I.2.2.1. La valeur actuelle nette (V.AN).....	77
I.2.2.2. Taux de Rentabilité Interne (T.R.I)	77
I.2.3. Coût moyen du kWh	78
I.2.4. Principaux résultats.....	78
II. Etude financière.....	78
II.1. Prix de vente du kWh.....	78
II.2. Condition de financement	79
II.3. Amortissements	79
 ANNEXE.....	 81



INTRODUCTION

« Depuis le 19^{ème} siècle, on a constaté que l'énergie traditionnelle ne résoudrait pas le problème énergétique existant dans le monde.

Selon une estimation de la FAO, 1300 millions de personnes connaissent des problèmes d'approvisionnement en bois, si les tendances relevées alors continue c'est toujours selon la FAO, 5 milliards de personnes qui connaîtront des difficultés d'approvisionnement en bois en l'an 2020, soit près de la moitié de la population mondial de cette époque. Il y a donc, quelles que soient leurs situations actuelles pour l'ensemble de ces pays, nécessité de mettre en œuvre une politique de maîtrise de l'énergie se traduit par une recherche, en complémentarité de toutes les solutions ».

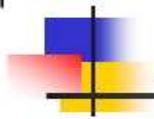
Ces citations nous introduisent au cœur du problème. La question de l'énergie qui est certaine soucie au niveau domestique mais c'est également une préoccupation majeure qui relève d'un choix de société, d'une volonté politique de fixer les populations rurales (...), pour valoriser les ressources en eau.

Dans le cas de Madagascar, où une vaste potentialité énergétique reste encore inexploitée, l'énergie hydraulique est une ressource d'énergie renouvelable, qui, éventuellement représente une puissance énorme. « Sur le plan technique, la solution d'un tel problème réside dans l'installation généralisation de microcentrales qui fait appel des technologies facilement transférables à coût réduits ». Plusieurs régions de Madagascar se prêtent à l'installation de telles microcentrales hydroélectriques.

Une topographie qui offre avec les présences de dénivellations importantes pour dégager le maximum de puissance de l'énergie de cours d'eau existants et le débit qui est renouvelable chaque année.

Ces conditions favorables peuvent se rencontrer aussi bien dans les régions des hautes terres centrales de Madagascar que pour des régions du Nord et du versant oriental de l'île, nous avons alors choisi pour notre étude le site Bevato qui présente un ensemble des caractéristiques précédemment mentionnées. En effet, dans la zone de Bevato avec un site qui est favorable à une installation d'un ou plusieurs barrages, et l'existence des périmètres rizicoles non négligeables aux alentours, que l'ONG SEDIM a choisi de faire l'étude de son aménagement. C'est de cette idée que vient le choix du thème « projet d'aménagement microcentrale hydroélectrique et irrigation de Bevato ».

Et nous envisageons la conduite de la présente étude ; études :



- ✱ du territoire d'intervention du projet.
- ✱ du bassin versant du site.
- ✱ des ouvrages et les équipements qui peuvent être présents.
- ✱ de l'économie du projet.



PARTIE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDES

I. Aperçu général du site

I.1. Situation géographique

I.1.1. Localisation générale de la zone d'étude

Le projet d'aménagement consiste à exploiter la source de montagne de Bevato. Cette montagne se situe dans la région de Bongolava. C'est un relief de 1432 m d'altitude et se localise environ à 15 km de la ville de Tsiroanomandidy.

La source s'oriente au Nord Ouest à 5 km (vol d'oiseau) du village Ankaditapaka qui se longe par un sentier de 4,80 km après un parcours de 4,85 km de la route nationale RN 1. Du village à la source, une seule piste qui existe pour aller en 2 heures par la suite d'une traversée de la rivière Kofay.

Arrivé en amont, on rencontre dans le site un lieu favorable à la création d'un barrage et un bassin de 1,37 ha de superficie pour l'emmagasinement d'eau afin d'assurer l'alimentation de l'usine pendant la période d'étiage.

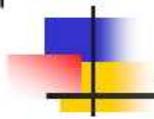
La source traverse le bassin et coule à travers une chute importante, avantageuse pour l'alimentation de la turbine, jusqu'à l'implantation de l'usine à l'aval avant de se jeter dans la rivière Kofay.

Pour plus de précision, la source se situe en coordonnées Laborde sur la feuille N°K-46 de la carte 1/100.000 de la FTM (cf. carte en annexe19)

$$\begin{cases} X = 370,28E \\ Y = 820,94S \end{cases}$$

I.1.2. Voie de communication

La voie de communication est l'un des problèmes majeurs de la région. De Tsiroanomandidy jusqu'au Bevato, l'accès se fait à partir de la route nationale RN 1 et RN 1 Bis. C'est une route en terre dont presque les 95 % sont dégradées par érosion, à cause de défaut et d'insuffisance des ouvrages d'assainissement, mauvaise gestion et maintenance de la route. Seules les voitures 4x4 et les véhicules à 2 roues qui peuvent y circuler. Les



fossés, les buses sont presque érodés et ensablés. Les ponts sont un peu dégradés et couverts de nid de poule. (cf. fig. 1)

Figure 1 : la route RN1 bis



Alors la route devra être à renforcer en matériaux sélectionnés, et on devra prendre en considération les ouvrages d'art comme les ponts, les buses et les différents ouvrages d'assainissement pour qu'on ne puisse pas avoir des difficultés lors de la réalisation du projet.

I.2. Aperçu géologique de la zone

En générale, le site est constitué par un important groupe de roches magmatiques comme les gabbros et les granites. Le massif de Bevato est très rocheux, favorable à l'implantation des ouvrages comme le barrage qui nécessite une fondation rocheuse pour assurer sa stabilité et aussi profitable pour des carrières à ciel ouvert nécessaire à l'exécution du projet.

Le granite est une roche magmatique de formation et de texture cristalline visible, il est composé de feldspath, de quartz et de mica. C'est une roche résistante, très difficile à extraire et les meilleures qualités sont très résistantes à la désagrégation.

Le gabbro est aussi une roche magmatique granuleuse constituée de feldspath et équivalente à l'intrusif des basaltes.

C'est une roche lourde, rigide mais très cassante lorsqu'elle est soumise à des efforts mécaniques. Elle est principalement utilisée pour le remblai (gravillons) ou la construction (pierres de construction).

I.3. Hydrographie

Le massif du Bevato est traversé par la rivière Manambolo, qui prend sa source dans la chaîne d'Ankaroka vers 1250 m d'altitude à environ 25 km au Nord-Est de Tsiroanomandidy. Son principal affluent est la rivière Kofay. Le Manambolo coule vers l'Ouest et draine la pénéplaine de Tsiroanomandidy puis descend l'escarpement du Bongolava. Avec une pente nettement plus faible, sa direction devient Nord-Sud dans la dépression de Betsiriry. Il se jette dans le canal de Mozambique.

Il y a aussi de nombreux cours d'eau permanents et intermittents qui se jettent dans la rivière de Manambolo.

I.4. Végétation

En matière de couverture végétale, la région est caractérisée par des formations de savanes. Presque tout le Moyen Ouest est constitué de savanes herbeuses à *Hyparhénia ruffa* (Vero). Ce sont des zones souvent victimes de passage de feux de brousse, surtout Bevato, et utilisées comme zone d'élevage extensif.

Dans les bas-fonds, on rencontre des marais à joncs, quelques vestiges de forêts galeries.

I.5. Donnée climatique

La région de Bongolava fait partie du régime climatique tropical d'altitude, supérieure à 900 mètres. Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 20°C.

L'année comporte deux saisons bien individualisées, l'une pluvieuse (saison chaude et humide), de novembre en mars avec une température qui varie de 20°C à 30°C et l'autre fraîche et sèche de mi-avril à mi-octobre de température 13°C à 26°C et même plus.



II. Etude socio-économique

II.1. Situation Démographique

Le territoire avec une superficie de 160 km² est habité par 4820 personnes. La densité globale de la population est de l'ordre de 30 habitants au km². Ce qui est inférieur à la moyenne nationale (80 habitants/ km²).

La tendance à l'évolution démographique du site fait état d'un accroissement rapide de la population avec un taux d'accroissement naturel de 3,25 %. Le niveau de fécondité est assez élevé, les femmes peuvent avoir en moyenne 7 enfants jusqu'à la période de procréation.

Tableau 1 : Effectif de la population du site

Année	2003	2004	2005	2006	2007	2017
Nombre de population	4241	4379	4523	4667	4820	6636

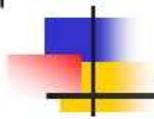
D'une manière générale, le mal éducation et le taux de scolarisation très faible qui sont responsables de ce comportement vis-à-vis de la fécondité.

La composition ethnique de la population est un peu variée, les Imerina et les Betsileo prédominent jusqu'à 60 %, il y a aussi les Bara et les Antandroy venant du Sud Ouest de l'île.

La population se migre, les mouvements migratoires internes sont constitués par les déplacements des élèves de l'école primaire du site pour rejoindre les collèges ou lycée des communes ou vers les villes comme Tsiroanomandidy, et aussi effectués par les travailleurs saisonniers ou permanents, des marchands ambulants car ses attrait résident dans la recherche de la fortune. Ces mouvements sont liés aussi à l'insécurité dans les hameaux du fait que des « dahalo » qui sont l'origine de la désertion des villages. Les mouvements migratoires externes sont d'idée de « faire des fortunes », l'idée de s'installer n'est pas nécessairement la décision de départ, par exportation des productions et des beaux troupeaux de zébus.

La population est une population rurale. La population rurale est largement élevée que la population urbaine. D'où l'écart entre population rurale et population urbaine est très remarqué.

La plupart de la population possède des troupeaux de zébus qui coûtent à une somme un peu importante mais certaines sont aussi pauvres qui ne nourrissent que leurs propres récoltes.



On remarque aussi la pratique des certaines coutumes comme la circoncision que presque tous les malgaches l'en pratiquent, le « ziva » dont des personnes venant d'une région se lient avec des personnes d'une autre région par leurs sangs et ils deviennent « mpiziva », et ils se disent entre eux des gros mots, des humiliations mais ils n'ont pas le droit d'être en colère.

II.2. Architecture

II.2.1. Architecture et matériaux de construction

La plupart des maisons sont encore construites dans le style traditionnel, avec des matériaux locaux tels que la terre et de l'herbe. Elles sont caractérisées par :

- Les portes et les fenêtres sont orientées vers l'Ouest.
- les murs sont construits en pâte de terre ou de brique cuite.
- Le toit est fait soit en chaume soit en tôle.
- Une armature en bambou sert de treillage sur lequel on plaque les terres.

II.2.2. Usage et utilité autre que l'hébergement

Comme dans les autres régions de Madagascar, les villageois utilisent leurs rez-de-chaussée pour stockage de ses productions et des matériels ou outils agricoles.

Les décortiqueuses sont mises dans des maisonnettes spéciales et construites près du village.

II.3. Les activités économiques

II.3.1. Agriculture

L'agriculture est l'activité principale de la population. La région a une grande capacité de surface agricole et exploitable.

Par sa superficie et le type de sol, on aperçoit de différente gamme de culture comme les maïs, les maniocs avec des proportions pour ces quelques cultures presque identiques dont l'ensemble de cette activité agricole est dominée par la riziculture. Presque la totalité de la population vive sur leur propre récolte.

Le riz

Le site possède au moins 48 ha de superficie rizicole exploitable et aménageable. Le sol de la région qui est un sol limoneux relativement fertile offre une bonne condition agro-climatique et reconnue pour une bonne capacité d'échange et donne en général des bons rendements aux cultures pluviales classiques de tanety.

Leur production annuelle en riz est un peu faible mais on peut espérer une augmentation après la réalisation du projet si l'on maîtrise bien l'irrigation.

Le manioc

Cette zone convient très bien à la culture du manioc. Il constitue le 18,07 % de la surface irriguée. Les paysans cultivent surtout les variétés douces utilisées pour l'alimentation humaine ou transformées en provende pour l'engraissement des animaux.

Il s'agit généralement des exploitations paysanales, variant de 1 à 3 ha, sur le tanety, dans les bas de pente. Le terrain est labouré à la fin de la saison de pluies puis, relabouré et pulvérisé juste avant plantation.

Le maïs

Le maïs est cultivé presque partout. C'est une zone de production excédentaire.

On y trouve le maïs vert ou séché, destiné à la consommation humaine et l'alimentation des animaux. L'exploitation est généralement du type paysan et se rencontre sur le tanety, dans les bas de pente. La culture est souvent associée à d'autres spéculations (haricot,...).

Le Haricot

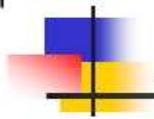
Le haricot est une culture marginale dans la région. Il est, soit associé aux autres spéculations (manioc, maïs) soit en culture simple. C'est une spéculation à cycle court (3 mois) qui apporte un revenu complémentaire aux paysans. On peut en faire facilement deux et même trois cycles par an.

La banane

On y trouve aussi la banane, c'est une culture qui n'est pas à vendre. Cette culture se trouve partout même dans les montagnes.

II.3.1.1. Problème rencontré

Les problèmes sont presque les mêmes dans toute la région de Madagascar. Ce sont des problèmes à long-terme et reposent surtout sur le mauvais état de la route qui entraîne des énormes difficultés sur l'évacuation de la production.



Le coût de transport est élevé et qui provoque l'augmentation des prix. Mais, on remarque aussi la baisse des prix sur le marché local qui entraîne la pauvreté de la population.

II.3.2. Elevage et pêche

II.3.2.1. Elevage

La région du Bongolava est une zone à vocation d'élevage bovin extensif. Le recensement effectué en 1999 sur le nombre de bœufs dans des villages permet d'évaluer en moyenne 6 têtes par exploitation de zébus. Le bovin est utilisé pour le transport, pour les travaux agricoles et pour fournir aussi des fumiers.

La zone possède une grande étendue de prairies. Chaque bourg dispose une zone de pâturage dans laquelle les villageois gardent leurs troupeaux.

Les élevages de porcins, ovin, caprin et volailles sont très peu pratiqués dans la région à cause de l'apparition de la peste porcine vers l'année 1998 et 1999 et aussi les problèmes d'approvisionnement des poussins.

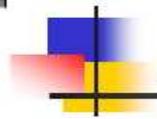
On y trouve aussi la ferme annexe de Bevalala à Maharavo Andriana. C'est une grande ferme environ 120ha de superficie. Elle est marquée par l'élevage des vaches laitières qui peuvent produire 3000 litres de lait par ans. Des volailles, des porcins et des ovins et autres se rencontrent aussi dans cette ferme.

Malgré ces avantages, les paysans rencontrent des obstacles, il y a :

- l'importance des vols des bœufs et l'inquiétude à cause de l'existence des dahalo, les villageois n'osent pas éloigner leurs troupeaux et parquent systématiquement la nuit.
- la condition d'alimentation des animaux se détériore à cause de la présence des feux de brousse qui s'intensifie et se répète.
- l'insuffisance des moyens de transport pour l'importation et l'exportation vers les autres régions.
- Baisse du prix du lait (insuffisance de la concurrence dans la collecte)
- Existence de la peste porcine Africaine (1999-2000) et insuffisance de crédit alloué pour la lutte contre le fléau.

Les solutions proposées sont :

- L'augmentation des prix du lait.
- Renforcement de la sécurité et la surveillance pour lutter contre les vols des bœufs.



II.3.2.2. Pêche

Cette activité commence à se développer dans cette zone. Il y a la pêche au poisson dans la rivière Manambolo qui peut fournir des tas de poissons lors de la saison de crue.

On aperçoit plusieurs étangs naturels et artificiels qui peuvent favoriser la pratique de la pisciculture. Les espèces qui pourront être élevés sont les carpes, les tilapias, fibata...La réalisation de ce projet est envisageable et faisable.

II.3.3. Infrastructure sanitaire

L'infrastructure sanitaire est très insuffisante dans le secteur. Il n'y a qu'un seul hôpital qui se trouve à Maroloana, et on ne trouve de pharmacie qu'à la ville de Tsiroanomandidy.

L'hôpital est en difficulté car un seul médecin assure tous les soins médicaux de toute la population entière. L'insuffisance des matériels et des équipements sanitaires est très importante.

II.3.4. Situation administrative

Dans la région de Bongolava, il y a 24 communes qui appartiennent à la sous préfecture de Tsiroanomandidy et de Fenoarivo be. Le site fait partie de la commune de Bemahatazana, qui est composé de 5 fokontany.

Tableau 2 : Commune de Bemahatazana

Fokontany	Villages
Maroloana	Ambohiby, Amparihibe, Namoronkely, Bemahatazana, Ankotsaka,
Ambarovatsy	Manerinerina, Ambarovatsy.
Amparin'omby	Beanamamy, Amparin'omby.
Ankaditapaka	Soamandroso, Maderasoa, Amparihy, Anela-drano, Bakodada, Besaika, Mandrosoarivo, Anosibe.
Kifay	Ampahirano, Kofay, Belahasa.

II.3.5. Infrastructure scolaire

Concernant l'infrastructure scolaire, le taux de scolarisation et le taux d'alphabétisation sont très faibles. Ceci est lié à la disponibilité des services d'éducation et l'opinion des parents à ne pas scolariser leurs enfants à cause de problème socio-économique et



d'insécurité. On rencontre une école primaire, un E.P.P, un C.E.G et il y a la E.P.C ou école Privée Catholique.

On ne trouve pas de lycée dans le village car la plupart des enfants ont arrêté leurs études jusqu'en classe de 3^{ème}. Et ceux qui veulent continuer sont obligés de se déplacer vers les grandes villes.

La région possède un centre de formation technique et agricole qui se trouve dans la ville de Tsiroanomandidy.

Mais d'une manière générale, l'insuffisance d'enseignant et des équipements scolaires sont des obstacles majeurs du développement de l'éducation du village. Car un enseignant occupe 64 élèves et il n'y que 3 enseignants par établissement public.

II.3.6. Infrastructure routière

La route RN1 bis est la seule route qui relie le village de la grande ville. C'est une route en terre en matériaux sélectionnés. Le trafic routier est l'unique moyen de transport du village.

La route est très dégradée que seule les 404 bâchés (taxi-brousse) et les 4x4 peuvent y circuler autre que les motos et les bicyclettes.

II.3.7. Communication et information

Les communications téléphoniques et les informations sont constituées par l'audiovisuel et les informations écrites. Pour les communications téléphoniques, les données reçues de la Telecom Malagasy ont été exploitées.

II.3.7.1. Type de transmission

A l'intérieur de la Région, elles sont assurées par 2 types de réseau :

a) le cellulaire

Le Cellulaire qui peut couvrir un rayon de 10 Km aux alentours.

Il s'agit des installations situées à Antananarivo, à Faratsiho et à Fenoarivobe.

b) Le réseau BLU

Le réseau BLU, qui existe dans toutes les régions de Madagascar.



Mais seule le réseau cellulaire celtel qui est l'unique réseau en cours de fonctionnement dans le village. Il n'y a pas encore des lignes téléphoniques comme le TELMA, Orange.

II.3.7.2. Les informations audio-visuelles :

La TVM est captée à Tsiroanomandidy, la RNM (radio publique reçue dans presque toute la région), mis à part quelques points de difficiles accès. Du coté du secteur privé, on recense 3 stations radios émettant sur modulation de fréquence ; celles-ci n'arrivent pas à couvrir toutes les communes.

Les lignes d'électricité sont encore inexistantes dans le village, alors que seule les habitants qui possèdent des groupes électrogènes peuvent recevoir ces informations surtout les visuelles.

II.3.7.3. Les informations écrites :

Les grands quotidiens de la capitale, les hebdomadaires et certaines revues journaux sont vendus à Tsiroanomandidy.

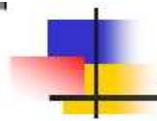
Au niveau régional et au niveau local plusieurs périodiques sont rédigés et diffusés soit par des organismes confessionnels, soit par des Projets, soit par des ONG, cependant, ils ne sont pas actuellement recensés.

A cause de l'insuffisance des moyens de transport, le territoire considéré ne reçoit ces informations qu'après plusieurs jours de retard.

II.3.8. Industrie et artisanats

Globalement, la région du Bongolava est excédentaire en production agricole (riz, maïs, manioc, arachide, élevage de bovidés et de porcins) de même bevato, mais ces produits sont « exportés » à l'état brut vers les autres sous-préfectures. Les transformations artisanales servent uniquement à satisfaire les besoins locaux.

Les seules unités répandues dans toute la sous-préfecture concernent la transformation du paddy d'où le nombre élevé des décortiqueries, implantées dans les communes à accès facile et village.



III : partie hydrologie

Pour pouvoir maîtriser l'eau du site, il faut se référer à l'étude hydrologique de la région.

Avant tout, il est absolument nécessaire de connaître les différentes valeurs des débits de crue qui ruissellent issus de chaque bassin en supposant que la pluie de fréquence quelconque va engendrer un débit de même fréquence ainsi qu'une intensité de pluie de même fréquence. Cette hypothèse est prise par les hydrologues pour évaluer les débits de crue.

Il est aussi très utile de connaître l'apport journalier ou mensuel durant une série d'années.

III.1. Notion de bassin versant

Concernant le bassin versant, en une section d'un cours d'eau, il est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval. (Source : cours hydrologie par Mr RAMANARIVO Solofomampionona en 4^{ème} Année hydraulique).

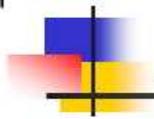
Un bassin versant fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et de les transformer en écoulement à l'exutoire.

Les caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques du bassin ont des effets importants sur son comportement hydrologique.

III.1.1. Caractéristique du bassin versant

III.1.1.1. Surface et Périmètre du bassin versant

La surface du bassin versant est la première et la plus importante des caractéristiques. La surface et le périmètre du bassin versant s'obtiennent par planimétrie sur la carte topographique 1/100.000 feuille N° K-46 de la FTM après que l'on y ait tracé les limites topographiques et éventuellement hydrogéologiques ou par utilisation du logiciel S.I.G : « map Infos ». (voir carte en annexe 18)



III.1.1.2. Forme du bassin versant

Pour deux bassins versants de même surface, dans une région avec un régime climatique de même couverture végétale, l'allure des hydrogrammes dépend de la forme du bassin versant, ainsi on définit l'indice de forme qu'on appelle « coefficient de compacité de GRAVELIUS K ».

Il est défini par :

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

Où il peut être calculé par la formule :

$$K = \frac{0.28 \times P}{\sqrt{S}}$$

K : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;

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

S : superficie du bassin versant, en [Km²].

Un bassin versant a une forme allongée si $K \gg 1$ et une forme ramassée si $K \approx 1$, or ici $K=1,13$, donc le bassin est de la forme allongée.

III.1.1.3. Rectangle équivalent

C'est une notion introduite par M. Rochet pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de leur caractéristique sur l'écoulement. L'auteur suppose que l'écoulement sur un bassin donné est approximativement le même que sur un rectangle de même superficie ayant le même coefficient de GRAVELIUS et de même répartition hypsométrique.

Le bassin est alors assimilé à un rectangle appelé rectangle équivalent de même superficie et de même périmètre dont sa longueur et sa largeur peuvent être exprimées respectivement par :

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

Où K : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;

S : superficie du bassin versant, en [Km²]



III.1.1.4. Pente du bassin versant

La pente du bassin versant est la caractéristique qui reflète son relief.

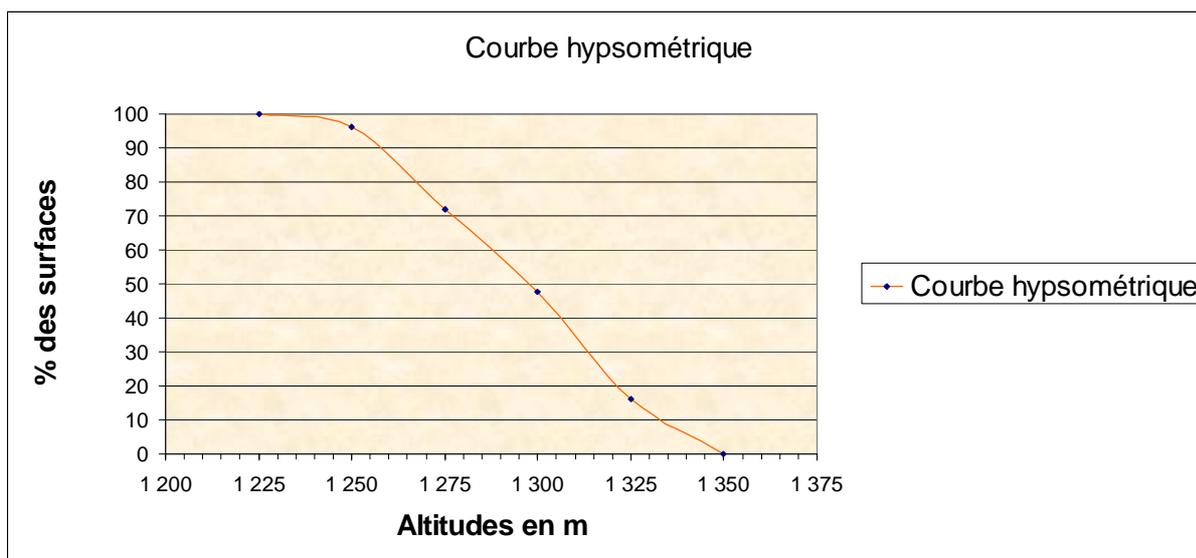
III.1.1.4.1. Courbe hypsométrique

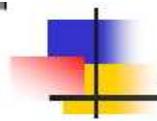
C'est une courbe qui s'obtient en planimétrant, pour différentes altitudes, les surfaces situées au dessus de la courbe de niveau correspondante. On met en abscisse les altitudes données et en ordonnée les surfaces du bassin versant au dessus de cette altitude.

Tableau 3 : Répartition des surfaces du bassin versant en fonction de l'altitude :

Altitudes en [m]	Surfaces partielles en [km ²]	Surfaces cumulées en [km ²]	% cumulés
1300-1325	0,22	0,22	16,2
1275-1300	0,43	0,65	47,8
1250-1275	0,33	0,98	72,1
1225-1250	0,33	1,31	96,3
<1225	0,05	1,36	100

Allure de la courbe hypsométrique





Autres paramètres représentatifs de la variation d'altitude :

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

Tableau 4 : Les variations des altitudes du bassin versant :

Paramètre	Altitude en [m]
Altitude maximale	1325
Altitude minimale	1225
Altitude moyenne	1275
Z_5	1340
Z_{95}	1250

III.1.1.4.2. Pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne peut être calculé par :

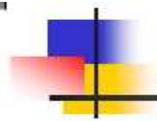
$$I = \frac{D}{L}$$

Où D : dénivelée du bassin.

L : longueur du rectangle équivalent qui est définit au dessus.

Il existe 2 façons de calculer la dénivelée, soit :

- $D = 0,95 (Z_5 - Z_{95})$, calculé à partir de la courbe hypsométrique.
- $D = 0,95 (Z_{max} - Z_{min})$, calculé à partir de l'altitude maximale et minimale.



III.1.1.4.3. Indice de pente

M. ROCHE a propose un indice de pente I_p, la moyenne de la racine carree des pentes mesurees sur le rectangle equivalent, et ponderee par les surfaces.

I_p = 1/sqrt(L) * sum_{i=1}^n sqrt(s_i * (d_i - d_{i-1}))

- d_i ou d_{i-1} : cotes de deux courbes de niveau voisines
s_i : proportion de surface totale comprise entre ces deux courbes
L : longueur du rectangle equivalent
I_p : indice de pente
l : largeur du rectangle equivalent.

D'apres l'etude faite sur 39 bassins versants de Madagascar, Louis Duret a montre qu'il y a une relation entre I_p et l :

I = 1250 I_p^2 => I_p = sqrt(I/1250)

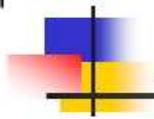
III.1.1.5. resultat

Tableau 5 : Resultat qui montre les parametres du bassin versant

Table with 8 columns: Parametres du bassin versant, S [Km^2], P [Km], K, L [Km], l [Km], I [m/Km], I_p. Row 1: Bassin versant de Bevato, 1,82, 4,71, 1,13, 1,34, 1.01, 63.8, 0,23

III.1.1.6. Temps de concentration

Par definition, le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin le plus eloignee de l'exutoire pour parvenir a celui-ci ou plus precisement la duree du parcours d'une goutte d'eau tombee sur un point le plus extreme du bassin pour atteindre l'exutoire.



Il existe plusieurs méthodes pour calculer de temps de concentration, il y a :

✱ Formule de PASSINI :

$$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S.L}}{\sqrt{I}}$$

✱ Formule de KIRPICH :

$$t_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{1.15}}{D^{0.38}}$$

✱ Formule de RICHARDS :

$$\frac{t_c^3}{t_c + 1} = 9,8 \cdot \frac{K}{CR} \cdot \frac{L^2}{I}$$

t_c : temps de concentration en heure

K : coefficient en fonction du produit C.R

L : longueur du chemin hydraulique.

C : coefficient de ruissellement du bassin Versant.

R est définit par la formule $R = i.(1 + T_c)$

$$i = A.t_c^B$$

Avec

$$A = \frac{P(24, F)}{24^b} \quad \text{et} \quad B = b - 1$$

Où b est un coefficient régional.

III.1.1.5.1. Résultats

$t_c = 0,79$ heures = 94,8 minutes

III.1.1.7. Couverture végétale

La couverture du sol en particulier la couverture végétale a une relation avec la pluviométrie (l'évapotranspiration). L'augmentation de la couverture végétale entraîne la diminution du ruissellement et une augmentation de l'infiltration ainsi que la pluviométrie.

III.2. Estimation des débits

Lors de l'aménagement hydro-électrique, on ne peut pas passer de l'étude de débit. En effet, tous les calculs de dimensionnement des différents ouvrages existant dans le projet en dépendent.

Faute d'insuffisance de données de la région, on doit se référer au traitement de données pluviométriques pour estimer les débits de crues de projet et l'apport du bassin.

III.2.1. Présentation des données pluviométriques

On a utilisé les données pluviométriques de la station de Tsiroanomandidy qui se

localise par les coordonnées :

$$\begin{cases} \text{latitude} = 18^{\circ}045S \\ \text{longitude} = 46^{\circ}03E \end{cases}$$

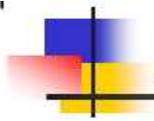
Le tableau ci-après indique les valeurs de précipitation datant des années 1967-2006.



Tableau 6 : Pluviométrie moyennes mensuelles en [mm] des années 1967-2006

Année	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Totale an
1967	428,5	310,5	324,6	71,8	11,4	0	0	0	71,4	105,9	193,9	185	1703,0
1968	302,4	265	138,2	70,5	10	7	0	0	5,4	64,2	116,8	263,9	1243,4
1969	244,5	270,5	86,1	143,1	22,1	31,1	0	6,8	7,7	10,3	67,8	394,8	1284,8
1970	276,9	105,9	279	63,3	0	0	0	0	0	20	179,7	290,8	1215,6
1973	407,1	378,7	253,8	78,5	0	4,5	18,8	10,4	24,2	80	284,8	347	1887,8
1976	308	276	267,7	67,5	37,1	2,6	26,8	37,4	8,7	27	55,7	310,1	1424,6
1977	159,8	216	310,8	69	55	0,1	0	0	16,8	54,7	140,7	307	1329,9
1978	350,3	240,6	92,1	91,2	25,3	1,5	21	0	0	76,7	94,2	239,5	1232,4
1979	319,4	155,2	229,4	91,3	0	0	8,7	5,8	8	47,2	166,2	321,1	1352,4
1980	152,1	149,5	286,3	210	6	0	3,6	0	7	45,6	150	443,5	1453,6
1981	197,6	320,4	180,9	119,5	17,7	0	13,7	21,3	10,1	62	160,8	110,3	1214,3
1989	412,4	247,9	485	453	27	0,5	0	0	8,3	60	153,6	105,3	1953,0
1998	312,7	215,7	332	583	5,1	6,7	0,0	5,0	69,1	24,9	92,8	195,3	1842,3
1999	310	184	74	327	17,8	0,0	3,0	64,4	17,0	5,2	73,4	443,9	1514,5
2000	986,3	193,1	266,9	91,3	25,3	1,0	8,0	34,5	11,0	79,5	274,5	335,4	2306,9
2001	451,4	284,5	209,6	103,3	6,4	10,1	12,3	0,0	18,3	69,7	205,75	330,5	1701,9
2002	269,3	404,5	280	30	106,3	12,5	0,0	1,3	0,0	13,6	131,7	216,6	1465,8
2003	737	129	273	142	12,3	3	0,25	2,0	8,1	57,8	202,2	228,2	1794,8
2004	330,6	371,5	344,3	54	26	7,9	9,3	0,0	6,6	38,3	175,5	426,7	1790,7
2005	148,3	124,1	208,3	36,3	60,5	5,25	0,0	0	12,3	70	173	310,8	1148,9
2006	303	144,75	290	108,0	20,6	0,0	0,0	5,2	12,3	68,9	117,75	130,8	1201,3
Moyennes mensuelles	352,7	237,5	248,2	143,0	23,4	4,5	6,0	9,2	15,3	53,8	152,9	282,7	

(Source : station de Tsiroanomandidy)



III.2.2. Etude de crue

Pour l'aménagement hydroélectrique, l'étude de crue est très importante et obligatoire. Il suffit, en effet, une crue catastrophique pour un ouvrage construit à grand frais, périsse entièrement.

III.2.2.1. Définitions

Les définitions s'articulent autour de deux concepts justifiés par l'existence de deux phénomènes qui peuvent être plus ou moins liés :

- La crue est une augmentation brutale du débit quelque soit ce débit (typiquement, la crue provoquée par une averse)
- La crue est la période durant laquelle le débit dépasse un certain multiple du débit moyen annuel.

Une crue de période de retour T est une crue qui a une chance sur T de se reproduire dans une année à venir. Une erreur dans l'étude de crue peut entraîner d'énorme dégât dans l'aménagement.

L'estimation des crues de projet se calcule à partir des formules empiriques. Il existe plusieurs méthodes mais le choix est fixé selon les données qu'on possède.

Puisque la station de Tsiroanomandidy n'est équipée qu'un pluviomètre, on se contentera alors des pluies maximales journalières (pluie max de 24h) pour le calcul de l'estimation des crues.

Le tableau ci-après montre les valeurs des pluviométries maximales journalières recueillies de la station pluviométrique de Tsiroanomandidy.



Tableau 7 : pluviométrie maximale journalière de 24 heures en [mm] durant 15 années d'observation.

Année	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Maximale
1964	60,20	60,50	12,00	21,80	12,70	8,00	23,10	4,00	0,00	8,20	44,10	39,20	60,50
1965	40,50	36,50	36,20	20,40	0,00	15,30	20,20	3,80	0,00	20,00	10,50	40,00	40,50
1966	38,00	68,00	35,00	14,00	4,60	0,00	0,00	0,00	3,10	9,50	20,20	38,00	68,00
1967	88,00	56,80	42,50	37,90	3,50	0,00	2,20	2,00	24,80	31,90	49,10	55,70	88,00
1968	67,10	35,80	51,80	34,10	9,20	6,50	0,00	0,00	4,50	23,30	44,00	63,20	67,10
1969	40,60	48,70	31,80	37,00	12,90	27,50	0,00	4,90	7,70	4,10	14,80	74,30	74,30
1970	68,40	37,60	115,50	29,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10,80	25,40	43,10	115,50
1971	102,60	41,70	37,50	21,20	22,80	0,00	0,00	0,00	8,40	19,50	58,70	36,60	102,60
1972	91,30	114,90	75,90	4,50	15,00	0,60	25,20	5,00	0,00	36,90	14,30	52,80	114,90
1973	100,90	73,00	46,90	30,70	0,00	3,20	15,40	5,50	9,90	27,80	52,60	75,10	100,90
1974	43,40	33,80	40,00	47,60	6,10	7,80	0,50	2,90	0,30	34,80	24,80	36,60	47,60
1976	110,10	43,30	52,70	22,50	18,20	21,60	18,50	16,40	4,60	10,60	16,90	60,70	110,10
1977	27,60	62,10	56,80	24,50	16,90	0,10	0,00	0,00	2,70	17,20	28,30	51,30	62,10
1978	102,60	57,40	25,40	56,80	0,00	1,50	6,60	0,00	0,00	19,10	24,40	42,40	102,60
1979	54,10	51,50	60,10	25,60	0,00	0,00	4,90	0,00	12,00	24,80	51,60	30,70	60,10
1980	29,40	47,60	41,70	42,90	4,20	0,00	4,90	0,00	7,00	9,80	25,30	98,20	98,20
1981	55,70	45,60	32,50	28,00	17,70		2,50	5,40	0,00	15,60	43,30	126,10	126,10
1988	55,70	16,70	38,00	22,00	50,40	4,10	4,10	0,00	10,10	13,90	29,90	22,90	55,70
1989	74,70	44,80	36,30	24,40	15,00	0,00	2,20	13,50	2,10	32,50	33,60	59,80	74,70
1998	63,60		112,10	23,40	5,10	6,70	0,00	0,00	39,50	13,80	55,50	33,90	112,10
1999	35,50	32,30	20,10	20,10	0,00	0,00	0,00	30,50	0,00	2,90	20,00	88,80	88,80
2001	71,30	70,50	81,00	37,90	3,50	0,00	2,20	2,00	14,70	15,60	43,60	50,00	81,00



A partir de ces données, on va estimer les crues en utilisant la loi de GUMBEL ou loi doublement exponentielle qui est crée pour l'étude de la distribution de valeurs extrêmes. C'est la loi de la plus grande valeur de la variable aléatoire figurant dans un échantillon extrait d'une distribution statistique qui tend à suivre asymptotiquement une loi de probabilité simple, ne dépend pas de la loi générale suivie par cette variable aléatoire.

Cette loi est de type :

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

Où F (u) : Fonction de non dépassement,

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

Les différentes valeurs de coefficient de GUMBEL :

Moyenne

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

Ecart-type

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

Gradex

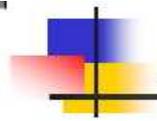
$$a_G = \frac{1}{\alpha} = 0,78S_x$$

Variable de position

$$P_0 = \bar{P} - 0,45 \cdot S_x$$

Résultat

Moyenne \bar{P} (mm)	83,4
Ecart-type S_x	25,2
Gradex a_G	72.9
Variable de position P_0	0.05



III.2.2.2. Calcul des pluies de diverses fréquences :

Les pluies des diverses fréquences sont déterminées par la formule :

$$P_F = \frac{-Ln(-LnF)}{\alpha} + P_0$$

Avec $F = 1 - \frac{1}{T}$

III.2.2.2.1. Résultat

Tableau 8 : valeurs des pluies de diverses fréquences

Période de retour T (ans)	10	25	50	100
F	0,9	0,96	0,98	0,99
P(24;F) en mm	117	136	150	164

III.2.2.3. Estimation des débits de crue de diverses fréquences

Puisque la surface du bassin versant est inférieure à 4 km², on va utiliser la formule rationnelle pour l'estimation des débits de crue qui est définie par :

$$Q = 0,278.C.i.S$$

Où

Q: débit de crue (m³/s)

C: Coefficient de ruissellement

i: Intensité de pluie (mm/h)

S: Superficie (km²)



III.2.2.3.1. Résultat

Tableau 9 : Valeurs des débits de diverses fréquences

Période de retour T (ans)	10	25	50	100
F	0,99	0,98	0,96	0,9
Q _F (m ³ /s)	15	18	21	25

III.2.2.4. Choix de la loi le plus adaptif

Parmi les diverses lois utilisées, on doit choisir celles qui ont le plus de chance de représenter la population mère.

Avec des échantillons de quinze à vingt valeurs, les notions d'intervalle de confiance perdent toute signification, surtout pour les débits extrêmes. Le risque d'accepter à tort une loi non représentative devient très grand, mais il faut choisir la loi la mieux adaptée à l'échantillon.

On est appuyé alors sur le test d'ajustement du χ^2 , en comparant les valeurs de ce test appliqué aux différentes lois. C'est le seul test qui permette à la fois de tenir compte du fait que la loi de répartition est choisie a priori et que les paramètres de cette loi sont calculés d'après l'échantillon. On s'intéresse aux valeurs relatives calculées pour différentes lois appliquées au même échantillon.

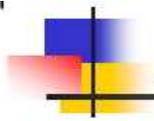
III.2.2.4.1. Principe de la méthode

- L'échantillon de N valeurs est classé par ordre décroissant ;
- On détermine la valeur de V_i qui est le nombre théorique des valeurs affectées à la classe i par la relation :

$$V_i = N \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x) dx = N [F(X_i) - F(X_{i+1})]$$

- Le nombre de χ^2 est donné par :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$



- On recherche la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté :

$$\lambda = k - 1 - p$$

k : nombre de classe de l'échantillon ;

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

ici, on a p=2

Tableau 10 : calcul de Khi-deux

Classes	P	F(P)	$\alpha=F(P_i)-F(P_{i-1})$	ni	$V_i = N*\alpha$	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
	+ ∞	1				
1						
	110	0,9	0,1	5	3,0	1,39
2						
	98	0,8	0,1	4	2,2	1,56
3						
	74	0,4	0,4	4	7,7	1,80
4						
	60	0,1	0,2	4	5,1	0,23
5						
	0	0,0	0,1	4	3,0	0,30
			N=	21	21,0	
					somme=	5,27

III.2.2.4.2. Résultat :

$$\sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 5,27 \leq 5,99$$

Au seuil de 5%, on a :

Ce qui veut dire que la loi de GUMBEL est acceptable.

D'où on prend le débit $Q_{50} = 21 \text{ m}^3/\text{s}$ pour le dimensionnement de l'ouvrage.



III.2.3. Analyse fréquentielle de l'étiage

III.2.3.1. Définition

L'étiage est la période de la saison sèche où le débit d'un cours d'eau atteint sa valeur minimale au cours de l'année.

L'étiage absolu d'une rivière pour une année donnée est par définition le débit le plus faible de l'année : c'est le point d'aboutissement de la courbe de tarissement juste avant le démarrage de la saison de pluie.

On appelle étiage décennal, étiage centenaire, étiage millénaire, les étiages qui ont une chance sur T de se produire dans les 12 mois à venir, sans intervention de l'homme.

En absence de précipitation, le débit qui alimente l'usine n'est plus alimenté que par les lachures de la réserve d'eau stockée dans le bassin qui se sont accumulés dans le bassin versant au cours de la saison de pluie.

Il est importance capitale dans la conception des projets hydroélectriques qu'une simple erreur dans le calcul de l'estimation du débit d'étiage peut causer des énormes problèmes.

III.2.3.2. Estimation des débits fréquents d'étiage :

L'estimation des débits fréquents d'étiage se fait de la même manière que celle de l'estimation des crues, mais seulement on a utilisé les données de pluviométrie moyenne mensuelle et la loi normale pour l'estimation du débit.

Cette loi normale est de type $F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-u} du$

Voici les variables de position

Moyenne \bar{P} (mm)	1389,1
Ecart-type S_x	272,9



Tableau 11 : Les valeurs des pluviométries de différentes fréquences en années sèches

Période de retour T (ans)	2	5	10	25	50	100
P _{i,F} en mm	1389,1	1159,9	1039,8	911,5	829,7	753,3

III.2.3.2.1. Résultats

Les valeurs des débits mensuels de différentes fréquences se trouvent dans le tableau ci-après, et les détails de calcul se trouvent en annexe 2.



Tableau 12 : valeurs des débits mensuels des différentes fréquences :

	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	juil.	Aout	Sept	Oct.
Q ₂ [l/s]	11	54	81	65	59	23	13	9	8	7	5	5
Q ₅ [l/s]	8	40	60	48	44	17	9	7	6	5	4	4
Q ₁₀ [l/s]	7	33	50	40	36	14	8	6	5	4	3	3
Q ₂₅ [l/s]	5	27	40	32	29	11	6	5	4	3	3	3
Q ₅₀ [l/s]	5	23	35	28	25	10	5	4	3	3	2	2
Q ₁₀₀ [l/s]	4	19	29	23	21	8	5	3	3	2	2	2



III.2.3.3. Estimation des apports

L'estimation des apports se calcule également de la même manière que celle des crues. Les apports annuels peuvent être en général valablement estimés avec une précision plus ou moins grande suivant que l'on dispose de données pluviométriques ou climatiques générales. Les erreurs faites sur ces estimations pourraient entraîner, soit une mauvaise utilisation de la ressource, soit une dépense inutile.

Elle est estimée à partir de la formule de la CTGREF défini par :

$$Q_{F1} = \frac{S}{31.5} \times \left(\frac{P_F}{B}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{\frac{1}{3}}$$

S : surface du bassin versant en [Km²]

P_F : pluie de fréquence en [mm]

B : coefficient régional, B = 47 (voir annexe 13)

Z_m = Z₅₀ : calculer à partir de la courbe hypsométrique en [m]

III.2.3.3.1. Résultat

Et on trouve :

$$Q = 21 \text{ l/s}$$

Les détails de calcul se trouvent en annexe 2



IV. Besoin principal de la zone d'études

IV.1. Besoin en électricité

IV.1.1. Objectif du projet

Le but du projet est d'élaborer un projet concernant l'électrification des régions rurales, et d'apprendre à la population, à se servir de l'énergie électrique. La politique de développement pratiquée par le gouvernement Malgache a pour but de réduire le déficit énergétique du pays, de moderniser le secteur agricole, et d'augmenter la production industrielle. On désire alors à améliorer la situation énergétique en remplaçant les hydrocarbures importés par l'énergie hydraulique et en offrant aux régions rurales des avantages économiques (bonne conditions financières).

IV.1.2. Choix du site

Pour atteindre cet objectif, il faut un site qui a la capacité de satisfaire les besoins en énergie du territoire considéré. La montagne de Bevato, avec sa hauteur de chute assez élevée de 240,21 m et un débit qui n'est pas assez important, peut produire une puissance non négligeable. On trouve aussi des endroits où des barrages de stockage peuvent être installés facilement pour assurer le débit nécessaire pendant la période d'étiage

IV.1.3. Besoin en électricité

IV.1.3.1. Besoin en électricité domestique

Pour le moment, le territoire du projet ne connaît pas d'approvisionnement en électricité. Ce qui fait qu'on n'a pas pu reprendre directement des données de consommation. Dans ce qui suit, nous supposons et d'après l'enquête, que l'attitude et les besoins à l'égard de l'éclairage et des informations audio-visuel resteront plus ou moins les même au moment de l'approvisionnement en électricité. Une fois disponible, elle servira essentiellement à éclairer, éventuellement à faire marcher les radios et les télévisions.

Dans les régions rurales, on recourt aux lampes à pétrole ou aux bougies pour assurer l'éclairage. On suppose alors une utilisation de 2 ampoules de 60 Watts par ménage et une durée de 4 heures par jour. De plus, on estime que tous les ménages qui aimeraient être branchés possèdent une radio et une télévision.



IV.1.3.2. Consommation non domestique, industrielle

L'ensemble du territoire du projet ne connaît, actuellement, aucune industrie de taille à part l'annexe Bevalala qui siège à Maharavo Andriana. C'est un principal potentiel de consommation.

Bevalala utilise des machines industrielles dont les besoins en énergie sont beaucoup plus importants. Elles travaillent 24 heures par jour et possèdent des puissances qui varient entre 3 et 19 KW.

Le tableau ci-après montre les puissances des appareils domestiques et non domestiques.

Tableau 13: Puissances des appareils domestiques et non domestiques du site.

	Appareils	Puissances en W	Nombre
Usage domestique	ampoule	60	2/ ménage
	Appareil audio	15	1/ ménage
	Appareil visuel	20	1/ ménage
Usage industrielle	frigo	100	1
	Machine à traire	2.000	1
	Tank à lait	4.000	3
	Chambre frigorifique	2.000	2
	ordinateur	400	2
	Fer à repasser	1000	1

La consommation journalière de chaque appareil est récapitulée dans le tableau ci-après :

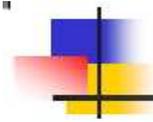


Tableau 14 : Evaluation de la consommation en électricité de chaque appareil

Appareils	Puissance unitaire [W]	nombre	Puissance installée en [W]	Heures d'utilisation	durée d'utilisation par jours	Consommation en [KWh/j]
ampoules	60	2/ ménage	120	4 à 5 heures	4 heures	0,48
Appareil audio	15	1/ ménage	15	6 à 21 heures	15 heures	0,23
Appareil visuel	20	1/ ménage	20	6 à 21 heures	15 heures	0,30
frigo	100	1	100	24 heures sur 24	24 heures	2,4
Machine à traire	2.000	1	2.000	24 heures sur 24	24 heures	48
Tank à lait	4.000	3	12.000	24 heures sur 24	24 heures	288
Chambre frigorifique	2.000	2	4.000	24 heures sur 24	24 heures	96
ordinateur	400	2	800	24 heures sur 24	24 heures	19,2
Fer à repasser	1.000	1	1.000	24 heures sur 24	1heures	1

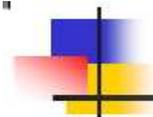


Tableau 15 : Evaluation de la consommation en énergie en une année

Appareils	Nombre de ménage utilisant les appareils	Période de pluie			Période d'été		
		Consommation en [kWh/jours]	Consommation en [kWh/mois]	Consommation en [kWh/an]	Consommation en [kWh/jours]	Consommation en [kWh/mois]	Consommation en [kWh/an]
ampoules	550	264	7.920	31.680	132	3.960	23.760
Appareil audio	550	123,75	3.712,5	14.850	49,5	1.485	8.910
Appareil visuel	550	165	4.950	19.800	66	1.980	11.880
frigo	1	2,4	72	288	0,8	24	144
Machine à traire	1	48	1.440	5.760	16	480	2880
Tank à lait	1	288	8.640	34.560	32	960	5.760
Chambre frigorifique	1	96	2.880	11.520	16	480	2.880
ordinateur	1	38,4	1.152	4.608	6,4	192	1152
Fer à repasser	1	1	30	120	1	30	180
TOTAL en [kWh]				123.078			57.546



En une année, la consommation totale de l'énergie est de 180 824 kWh.

IV.1.4. Débit disponible

Lors de la visite sur terrain effectuée le mois d'octobre 2006, le débit de la source était de 5 l/s. (Et d'après l'enquête auprès de la population, les débits des mois de Septembre et Octobre 2006 étaient les débits les plus faibles durant les dix derniers années). Ce débit est tellement faible qu'on ne pourra jamais satisfaire les besoins du territoire considéré.

Le tableau ci-dessous montre l'estimation des débits moyens mensuels au cours de l'étude hydrologique. Par conséquent, il s'agit d'un barrage de stockage.

Tableau 16: Apport moyen mensuel du site :

	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin.	Juil.	Aout	Sept.	Oct.
Q [l/s]	11	54	81	65	59	23	13	9	8	7	5	5

Au mois de décembre avec un arrêt de la centrale de 10 jours, le réservoir est plein. Ainsi, le débit disponible sera de 20 l/s pendant la saison sèche c'est-à-dire jusqu'au mois de septembre. Mais le réservoir deviendra vide à partir du mois d'octobre.

Tableau 17: le débit disponible avec barrage.

	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin.	Juil.	Aout	Sept.	Oct.
Q [l/s]		69	96	80	74	38	28	24	23	22	20	
Q disponible [l/s]		50	50	50	50	20	20	20	20	20	20	
Durée [h]		24	24	24	24	8	8	8	8	8	8	
Productibilité mensuelle [kWh]		2233	2233	2233	2233	894	894	894	894	894	894	

Pour cela, on va caler le débit disponible à 50 l/s le mois « décembre, janvier, février, mars » et 20 l/s le mois « avril, mai, juin, août, septembre ».



Remarque

Le volume d'eau de la retenue est de 47.950 m³. Ce qui est très insuffisant pour assurer le débit nécessaire à la satisfaction des besoins en électricité du territoire considéré.

IV.2. Besoin en irrigation

La superficie irrigable du périmètre est de 35,5 ha. Elle se trouve à 600 m du l'ouvrage de restitution. Le type du riz du périmètre est le riz « vary asara », dont le calendrier cultural est donnée dans ce qui suit :

IV.2.1. Calendrier cultural

D'après l'enquête auprès de la population locale, le repiquage se fait vers le mois de décembre-janvier et la récolte vers le mois de juin-juillet. Nous avons alors proposé le calendrier cultural suivant :

Tableau 18: calendrier cultural généralisé d'après l'enquête

Désignation	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	juil.	Août
Préparation du sol												
Semis « pépinière »				=====	=====							
Repiquage					=====	=====						
Sarclage						=====	=====					
récolte											=====	=====

Le cycle du riz est 6 mois.

IV.2.2. Mode de culture et besoin de la plante

- Préparation du sol : elle consiste à labourer les parcelles.
- Semis : ceci consiste à aménager une petite parcelle de 3 ares par ha, en général, pour les pépinières. La lame d'eau utile aux pépinières est généralement comprise entre 15 à 20 mm si la végétation dure 1 mois.



IV.2.2.1. Besoin en eau de la plante :

L'objectif est de satisfaire l'ETM de la plante. Il est donné par la relation suivante :

$$BP = K_c \text{ ETP} - P_e - \text{RFU}$$

Où BP : besoin en eau de la plante.

K_c : coefficient de culture.

Pour le riz : $K_c = 1,1$ pour les 2 premiers mois

$K_c = 0,95$ en fin de saison.

(Source : Jean Donné RASOLOFONIAINA, cours d'Aménagement hydroagricole en 4^{ème} année hydraulique)

ETP : Evapotranspiration potentielle en [mm]

Les valeurs de l'Evapotranspiration potentielle se trouvent dans le tableau ci-après :

Tableau 19 : valeur de l'ETP

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Juin.	juil.	Août.
ETP [mm]	110,1	106,3	104	87,8	64,2	41	41,1	59,3	64,6	103,7	106,8	117,6

(Ces valeurs ont été trouvées à partir de la méthode de THORNTWAIT dont les détails de calcul se trouvent l'annexe 11).

P_e : c'est la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde.

$$P_e = \min [0,8 P_{F,S} ; 100] \text{ mm}$$

RFU : Réserve facilement utilisable : généralement négligé.

IV.2.2.2. Besoin absolu de la plante :

- Repiquage :

Avant le repiquage, on doit d'abord effectuer la mise en boue des parcelles. La quantité d'eau nécessaire pour avoir l'état de saturation du sol et l'état liquide de boue est de 100 à 200 mm.



- Remplissage de clos

Après repiquage, il faut faire le remplissage de clos. Pour la culture traditionnelle, la hauteur d'eau nécessaire est de l'ordre de 100 mm.

- Sarclage :

Cette opération serait réalisée 1 mois après le repiquage. On procède à l'assèchement du périmètre. On remplit de l'eau de hauteur égale à 100 mm après que les mauvaises herbes sont enlevées.

Cette opération doit être suivie de l'entretien qui se fait par renouvellement de l'eau dans les parcelles pour assurer l'oxygénation des plantes, la lame d'eau nécessaire est de l'ordre de 50 mm.

IV.2.2.3. Besoin net : B_n

Le besoin net est la somme du besoin de la plante et des besoins absolus.

⇒ Besoin total brute : BTB

Il faut tenir compte des pertes parcelaires et des pertes par réseau. Il s'exprime par la relation suivante :

$$BTB = \frac{B_n}{E_g}$$

E_g : Efficience globale, $E_g = E_p \times E_r$

E_p : Efficience du réseau, elle varie de 0,7 à 0,9.

E_r : Efficience du partielle : varie de 0,7 à 0,9.

Pour la région, nous avons pris la valeur de $E_r = 0,7$ et $E_p = 0,7$ alors $E_g = 0,50$.

Source : Jean Donné RASOLOFONIAINA, cours d'Aménagement hydroagricole en 4^{ème} année hydraulique.

IV.2.3. Détermination des débits fictifs continus

Pour cela, la pluviométrie quinquennale sèche est ordinairement utilisée. L'étalement de repiquage se fait en 6 semaines.



Le débit fictif continu (dfc), fourni d'une façon continu de 24h/24, permet de satisfaire les besoins en eau d'une surface égale à 1 ha pour une période donnée. Il est déterminé à

$$\text{l'aide de la formule : } q = \frac{B_b \times 1.000}{3.600 \times 24 \times n}$$

Où q : débit fictif continu en l/s/ha,

B_b : Besoin brute en m³/ha.

n : nombre de jours dans le mois.

IV.2.7. Résultats

Tableau 20 : Besoin en eau du périmètre

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Av.	Mai.	juin	juil
P _{5,s} [mm]	252,5	201,5	193,7	73,8	20,3	4,3	4,6
P _e = min [0,8 P _{5,s} ; 100] [mm]	100	100	100	59	16,3	3,5	3,7
ETP [mm]	110,1	106,3	104	87,8	64,2	41,0	41,1
K _C	0,73	1,1	1,07	1,02	0,97	0,88	0,28
ETM = K _C . ETP – P _e [mm]	80,8	117	111	89,3	62	13	11,7
Mise en boue [mm]	100	50					
Remplissage des clos [mm]	66,7	33,3					
Sarclage [mm]		66,7	33,3				
Entretien [mm]			33,3	50	50	50	16,7
Besoin absolu B _a en [mm]	166,7	167	77,6	80,3	95,8	59,5	24,6
Besoin net B _N en [mm]	166,7	184	88,6	110,5	141,5	115,5	32,6
Besoin net B _N en [m ³ /ha]	1667	1840	886	1105	1415	1155	326
Besoin brut BTB en [m ³ /ha]	3333	3679	1771	2210	2830	2310	652

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Av.	Mai.	juin	Juil.
dfc (débit fictif continu) q [l/s/ha]	1,3	1,4	0,7	0,9	1,1	0,9	0,3
Superficie irriguée S en [ha]	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5
Besoin en irrigation [l/s]	46	50	24	30	39	32	9

Les détails de calcul se trouvent en annexe 12.



PARTIE II : ETUDE TECHNIQUE

I. Description de l'aménagement proposé

I.1. Caractéristiques générales

L'aménagement proposé est destiné à l'alimentation en énergie électrique de certaines communes (Maroloana, Ambarovatsy, Amparin'omby, Ankaditapaka, Kifay) de la sous-préfecture de Tsiroanomandidy.

Actuellement, la source est acheminée par un canal d'amenée en terre qui se trouve sur la rive gauche. Ce canal est fait par les paysans pour l'irrigation de ses périmètres. Et ce sera, ce canal d'amenée qu'on va raccorder à la prise du barrage mais seulement aménagé de façon à assurer la sécurité de l'ouvrage et le débit nécessaire à la centrale.

Les caractéristiques principales de l'aménagement seront donc :

- ✳ Chute brute : 240,21 m.
- ✳ Chute nette : 167 m.
- ✳ Débit de pointe : 50 l/s.

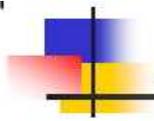
L'aménagement comprendra :

- ✳ Un barrage en terre de 6 m de hauteur accompagné d'un évacuateur de crue en béton. Il est muni d'une prise et/ou une conduite de vidange qui se trouve sur la rive gauche.
- ✳ Un canal d'amenée qui est un canal à ciel ouvert de 1117 m de longueur, il est à moitié en terre et en maçonnerie.
- ✳ une conduite forcée de 160 m de longueur avec un bassin de mise en charge en tête.
- ✳ Une usine équipée de deux groupes Pelton.

II. Description des ouvrages :

II.1. Canal d'amenée

Le canal d'amenée est l'ouvrage qui relie la prise d'eau à la chambre de mise en charge. C'est un canal rectangulaire à ciel ouvert de 1191,6 m de longueur dont la moitié est en maçonnerie et l'autre moitié en terre. On a divisé le canal en 2 tronçons bien distincts. Le dimensionnement est fait par calage hydraulique pour transiter un débit de 50 l/s.



La figure ci-après montre la coupe type d'un canal en maçonnerie.

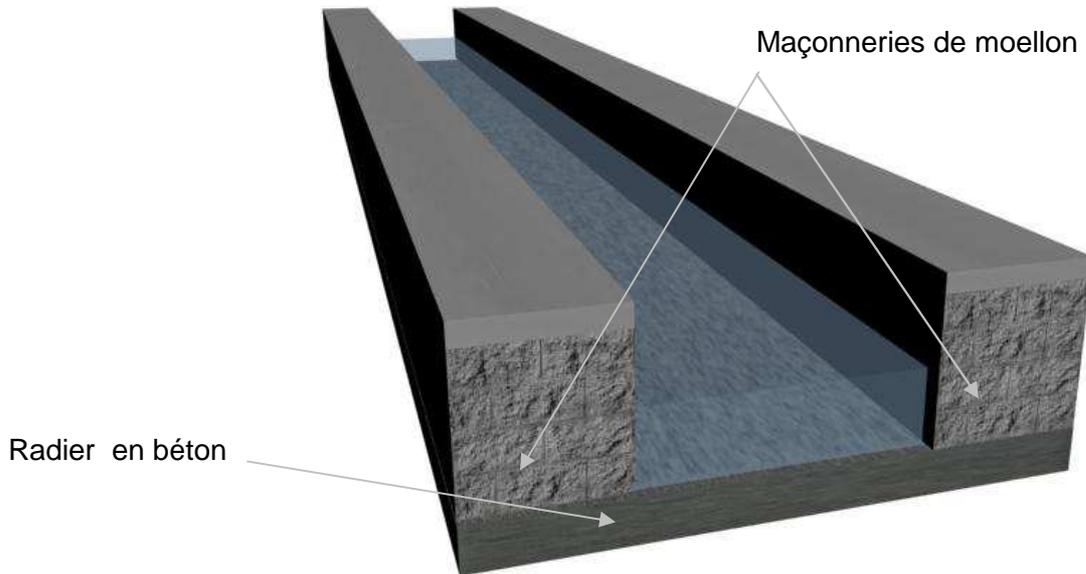


Figure 2 : Canal d'amenée en maçonnerie de moellon

Voici les caractéristiques de chaque tronçon :

Tronçon I :

- ✳ Longueur $L_1 = 990$ m
- ✳ Pente $I_1 = 2,9$ %
- ✳ Largeur du plafond $l_1 = 0,35$ m
- ✳ Profondeur du canal $h_1 = 0,20$ m
- ✳ Hauteur d'eau $y_1 = 0,10$ m
- ✳ Revanche $x = 0,10$ m
- ✳ Vitesse de l'eau $V_1 = 1,56$ m/s
- ✳ Perte de charge linéaire $j_1 = 28,71$ m
- ✳ Débit à évacuer $Q = 0,05$ m³/s.



Tronçon II

- ✳ Longueur $L_2 = 201,6$ m
- ✳ Pente $I_2 = 19$ %
- ✳ Largeur du plafond $l_2 = 0,20$ m
- ✳ Profondeur du canal $h_2 = 0,20$ m
- ✳ Hauteur d'eau $y_2 = 0,08$ m
- ✳ Revanche $x = 0,10$ m
- ✳ Vitesse de l'eau $V_2 = 2,5$ m/s
- ✳ Perte de charge linéaire $j_2 = 38,30$ m
- ✳ Débit à évacuer $Q = 0,05$ m³/s.

Les détails de calcul de ces caractéristiques se trouvent en annexe 9

On a choisie le canal en maçonnerie car :

- ✳ Les canaux en terre présentent des risques d'éboulement à cause des fortes pentes du site et ils présentent aussi beaucoup de perte par infiltration.
- ✳ Il n'y aura pas de difficulté à sa réalisation car les carrières pour extraction des moellons seront très faciles à trouver, le site Bevato est une montagne rocheuse.
- ✳ Les canaux en béton coûtent très chère.

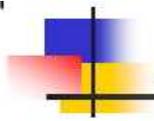
II.2. Chambre de mise en charge

La chambre de mise en charge est l'ouvrage de raccordement entre le canal d'amené à ciel ouvert et la conduite forcée. La chambre a pour rôle d'empêcher la pénétration de l'air dans la conduite forcée.

Elle doit contenir un volume d'eau suffisant pour répondre à l'appel du débit suivant la variation de charge du réseau, elle joue le rôle d'un petit réservoir placé en tête de la conduite forcée.

La chambre est munie :

- D'une grille métallique empêchant la pénétration des corps flottants dans la conduite forcée,
- Une vanne à crémaillère.



Elle doit être dimensionnée de façon à ce que la conduite forcée soit bien alimentée et également curée systématiquement. La chambre est équipée d'un déssableur pour éviter l'ensablement de tous les ouvrages en aval.

Les dimensions de la chambre sont les suivantes :

- ✱ Longueur $L_C = 4$ [m]
- ✱ Largeur $l_C = 2$ [m]
- ✱ Profondeur $P = 1$ [m]
- ✱ Hauteur d'eau $H_e = 0,98$ m
- ✱ La charge au dessus de l'orifice $h = 0,40$ m
- ✱ Profondeur du déssableur $P' = 0,25$ m
- ✱ Volume de la chambre $V_C = 8,70$ [m³]

Les détails de calcul de ces dimensions se trouvent en annexe 9

II.3. Conduite forcée

La conduite forcée est le tuyau cylindrique qui conduit l'eau, sous pression, depuis la chambre de mise en charge jusqu'à l'usine. Elle est composée de plusieurs tronçons de tuyau en acier soudé assemblé bout à bout.



Figure 3 : Conduite forcée en acier, assemblée bout à bout

Le nombre des conduites, son diamètre, son épaisseur et type sont déterminés en vue :

- D'écouler les débits notamment le débit maximum dérivé avec la plus faible perte de charge possible.
- De résister à la pression de l'eau (surpression momentanée ou accidentelle)



De ce fait, les dimensions de la conduite sont les suivantes :

- ✱ Longueur $L = 360$ m
- ✱ Diamètre $\varnothing = 0,13$ m
- ✱ Epaisseur $e = 6$ mm
- ✱ Epaisseur minimal $e = 1,4$ mm
- ✱ Vitesse de l'eau à l'intérieur de la conduite $V = 3,76$ m/s.
- ✱ Perte de charge totale $J = 5,70$ m.

Les détails de calcul se trouvent à l'annexe 9.

On a choisi le tuyau acier à cause de sa rigidité, car les conduites en acier sont incassables lors du transport par exemple. Elle peut supporter aussi des hautes pressions même à des faibles épaisseurs, mais bien sur il y a des limites et des normes qu'on devrait respecter. Par contre ces conduites en acier nécessitent beaucoup d'entretien à cause des risques de corrosion.

Le $\varnothing 13$ est disponible sur les sites JIRAMA et CIMELTA, pour cela il n'y a pas de risque de manque de matériaux pour la réalisation.

II.4. Bâtiment de la centrale

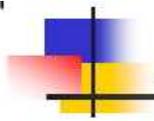
Le bâtiment de la centrale sera construit à 1,54 km du barrage. Il est implanté à la côte 1018 m de façon à obtenir la plus grande chute possible nécessaire au fonctionnement de la centrale.

Le bâtiment sera réalisé en maçonnerie de brique et prêt à recevoir les équipements de l'usine suivants :

- Matériels hydrauliques
- Matériels électriques
- Les matériels de manutention.

Des massifs sont établis pour supporter les turbines, les vannes et l'alternateur. Et les conduites forcées encastrées dans les massifs à l'entrée des turbines.

La structure du toit de l'usine est en toit recouvert de tôle ondulé.



II.5. Canal de restitution

L'ouvrage de restitution (ou canal de fuite) comme indique son nom, il restitue le débit turbiné vers la rivière de Manambolo. C'est un canal de section rectangulaire à ciel ouvert et ayant les mêmes caractéristiques que celles du canal d'amenée. Il a été dimensionné pour évacuer un débit de 60 l/s.

Voici les dimensions caractérisant cet ouvrage :

- ✿ Pente $p' = 2 \%$
- ✿ Largeur du plafond $l' = 0,35 \text{ m}$
- ✿ Profondeur du canal $h' = 0,22 \text{ m}$
- ✿ Hauteur d'eau $y' = 0,12 \text{ m}$
- ✿ Revanche $x' = 0,10 \text{ m}$
- ✿ Vitesse de l'eau $V' = 1,46 \text{ m/s}$
- ✿ Débit à évacuer $Q' = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$.

II.6. Les turbines

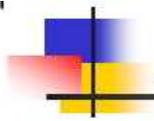
Les turbines sont des machines permettant de transformer l'énergie de l'eau qui s'échappe de la conduite forcée en énergie de rotation. La forme et les caractéristiques de ces turbines dépendent des catégories d'installation hydroélectriques dans lesquelles elles sont employées.

II.6.1. Les types de turbine

Il existe plusieurs sortes de turbine mais les plus couramment utilisées sont :

II.6.1.1. Les turbines à action

Une turbine à action est une turbine dans laquelle l'eau, en pénétrant dans le rotor, possède toute vitesse dont la chute utilisable est capable ; elle est sans pression effective ; son énergie est entièrement cinétique et il y a donc seulement, dans le rotor, transformation d'énergie cinétique en énergie mécanique de rotation.



II.6.1.2. Turbine à réaction

Une turbine à réaction est une turbine dans laquelle l'eau arrivant au rotor, a une vitesse réduite, correspond à une fraction seulement de la chute utilisable en ce point ; elle est par contre sous pression. L'eau admise dans le rotor possède donc à la fois de l'énergie cinétique et de l'énergie potentielle de pression, et c'est l'ensemble de ces 2 énergies que le rotor transforme en énergie mécanique

✿ La turbine Pelton

La turbine Pelton, généralement réservée aux usines de haute chute (de 80 à 1800 mètres). Cette turbine est constituée d'une roue, sur la périphérie de laquelle est fixée des séries de cuillères doubles métalliques appelées augets. L'eau sort de la conduite forcée à grande vitesse et vient percuter avec force les augets par l'intermédiaire des injecteurs.

✿ Turbine crossflow

La turbine crossflow est une turbine à réaction, elle est utilisée dans des projets de chute moyenne (200m au plus). Elle est formée d'une roue à aube de forme cylindrique, traversée à angle droit par un jet d'eau de section rectangulaire ; le débit est réglé par une aube rotative. En général, elle remplace la turbine Francis.

✿ La turbine Kaplan

Ce type de turbine sert dans les usines de basse chute (3 à 30 mètres). C'est une turbine à réaction dont la roue est entièrement immergée dans l'eau. Sa roue est une hélice ressemblant à celle d'un navire et ses pales sont orientables et permettent, par variation de leur inclinaison, d'ajuster la vitesse de rotation des turbines.

✿ Turbine Francis

La turbine Francis est utilisée pour les moyennes chutes (10 à 200 mètres). C'est une turbine à réaction dont la roue est complètement immergée dans l'eau. Elle est constituée des séries d'aubages profilés qui forment des canaux au travers lesquels l'eau est accélérée et déviée. Etant donné sa construction compliquée, qui implique un prix d'achat plus élevé, ce type de turbine n'est que rarement installé dans des petites centrales récentes.



✱ Turbine hélice

Turbine hélice à réaction, employée dans les usines à basse chute, c'est une turbine dans laquelle les aubes motrices sont implantées perpendiculairement à l'arbre de la turbine. Elle est généralement à axe vertical, est alimentée, comme une turbine Francis, par une bêche spirale et équipée d'un aspirateur-diffuseur, l'énergie restante à la valeur proportionnellement très importante.

II.6.2. Le choix du type de turbine :

Le choix d'une turbine dépend du couple de hauteur-débit. Suivant le couple (Q, H), on va obtenir à partir de l'abaque (annexe 21), les plages d'application de types de turbine.

Les caractéristiques techniques relevées du site de Bevato sont :

✱ Hauteur de chute brute $H_b = 240,21$ m

✱ Débit disponible $Q = 0,05$ m³/s

Par conséquent, les types de turbine qui pourraient être installés sur ce site sont :

- Turbine Pelton
- Turbine Francis

La comparaison de ces différentes machines nous permet de choisir la turbine la mieux adaptée au site.

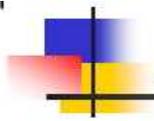
Le tableau ci-après montre les caractéristiques de ces turbines :



Tableau 21 : caractéristiques des turbines Pelton et Francis

Types de turbine	Fabrication	Rendement au débit nominal	Fonctionnement	Hauteur de chute d'utilisation	Avantages	Inconvénients
Pelton	Industrielle ou éventuellement locale	83 à 86 %	Débit variable	200 à 1800 mètres	-facilité de construction -robuste -absence de phénomène de cavitation -prix relativement modéré	-perte d'hauteur d'eau utile
Francis	Industrielle	85 %	Débit variable	30 à 200 mètres	- meilleur fiabilité - robuste - utilisation maximum de la hauteur de chute disponible	-Fabrication compliqué -sensible au phénomène de cavitation en fonction du débit turbiné.

Compte tenu de la caractéristique du site de Bevato, et de la comparaison faites ci-dessus, notre choix se porte sur une turbine Pelton



II.6.2.1. Caractéristiques de la turbine Pelton

Une turbine Pelton est constituée par une roue à axe horizontal, qui porte sur son pourtour une série d'augets formés de 2 surfaces ovoïdes accolées.

Une turbine Pelton peut se comporter 1, 2,3 ou 4 jets en fonction de la vitesse de rotation à atteindre, les rendements sont généralement excellents, de l'ordre de 83 à 85% et atteint jusqu'à 93 % pour certaines installations.

Les augets sont formés de deux poches symétriques ; la plus grande partie de l'eau qui arrive sur l'arête médiane et ressort latéralement après avoir été déviée de presque de 180° par rapport à l'auget.

La vitesse spécifique est comprise entre 2 à 30 tr/min.

II.6.2.1.1. Distributeur

Le distributeur est un organe fixe mais qui, dans certains types, peut être réglable.

Son rôle est de recevoir l'eau sous pression et de la distribuer à la roue de la turbine. Il règle l'admission de l'eau à cette roue par son ouverture.

Le distributeur est composé d'un ou plusieurs ajutages appelés buses ou injecteurs. Chaque ajustage envoie sur la roue un jet qui vient se partager en 2 parties qui, après avoir agi chacune sur demi-auget, s'échappent par les bords et tombent dans le canal de fuite.

Afin qu'en pénétrant dans le jet, l'auget ne reçoive pas un choc sur sa face arrière, il est échancré à la partie inférieure de manière que le jet rencontre d'abord une arête médiane.

II.6.2.1.2. Roue

La roue mobile ou rotor est l'organe vital de la turbine Pelton, elle est munie d'augets et cale sur l'arbre. Elle transforme l'énergie hydraulique de l'eau en provenance du distributeur en énergie mécanique disponible sur l'arbre.

L'ensemble, roue et buse, est contenue dans une capote en fonte, au dessous de laquelle se trouve le canal de fuite.

II.6.2.1.3. Réglage du débit

Le réglage du débit est fait à l'aide d'une aiguille très effilée à l'extrémité, ou radis, manœuvrée par le régulateur de vitesse ; quand elle se déplace vers la sortie de l'ajustage, le débit diminue ; il s'annule quand l'aiguille est venue s'appuyer sur la buse.



Le profil de l'aiguille et celui de la buse à l'extrémité ont été très bien étudiés afin d'obtenir un jet parfaitement cylindrique et compact.

II.6.2.1.4. Organe anti-bélier

La turbine Pelton possède un organe appelé « organe anti-bélier ou défecteur ». C'est une pièce métallique qui entoure le jet à sa sortie de l'injecteur et peut tourner autour d'un axe (son axe).

Si la vitesse de la turbine augmente, le régulateur imprime un mouvement de rotation au défecteur qui dévie immédiatement le jet ; la turbine est freinée sans production de coup de bélier car le débit dans la conduite forcée n'est pas modifié.

II.7. Les équipements électromécaniques

Les équipements électromécaniques de l'usine hydroélectrique comprennent :

- Le matériel hydraulique : turbines, vannes
- Le matériel électrique : alternateur, transformateur, l'appareillage de commande, de contrôle et de la signalisation ainsi que les auxiliaires.
- Le matériel de manutention

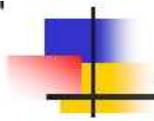
II.7.1. Le matériel hydraulique

Sous une hauteur de chute nette de 167,23 m et un débit d'équipement de 0,05 m³/s, la turbine Pelton développe une puissance 91 KW de en bout d'arbre avec un rendement 89 %.

Le rendement de cette turbine est disponible seulement pendant la période pluie, mais en période d'étiage, le débit d'équipement est de l'ordre de 20 l/s. on a à faire alors à un autre turbine.

La turbine 1 aura comme caractéristique :

☼ Nombre de jet :	1jet
☼ Diamètre de la roue :	$D_0 = 2\text{m}$
☼ Diamètre du jet :	$d = 36\text{ cm}$
☼ Vitesse spécifique :	$n_s = 4\text{ m/s}$
☼ vitesse de rotation :	$N = 281\text{ tr/min}$



La turbine 2 aura comme caractéristique

☼ Nombre de jet :	1jet
☼ Diamètre de la roue :	$D_0 = 2m$
☼ Diamètre du jet :	$d = 2,5 \text{ cm}$
☼ Vitesse spécifique :	$n_s = 3 \text{ m/s}$
☼ vitesse de rotation :	$N = 281 \text{ tr/min}$

La turbine est protégée par une vanne de garde disposée à l'entrée de la turbine nécessaire en cas de mise hors service.

Les détails de calcul sont donnés à l'annexe 10

II.7.2. Les matériels électriques

- L'alternateur :

L'alternateur transforme l'énergie mécanique de la turbine en énergie électrique par l'intermédiaire d'une courroie plate. Dans le cas étudié. L'alternateur aura pour caractéristiques :

☼ Puissance apparente :	120 KVA
☼ Puissance active :	96 KW
☼ Puissance réactive :	72 KW
☼ Facteur de puissance :	0,80

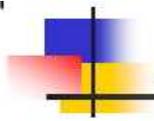
- Transformateur élévateur et cellules électriques :

Un transformateur élévateur élèvera la tension à la sortie de l'alternateur (220/380V) à la tension de 20 KV adoptée usuellement pour le transport de l'énergie vers les centres de consommation.

Des cellules de type ouvert, grillagé, seront aménagées dans la centrale, et là où seront placés les appareillages de protection et de coupure moyenne de tension.

- Appareillage de commande, de contrôle et de signalisation

Des tableaux de commande, de contrôle et de signalisation des élévateurs de tension sont placés à l'intérieur du bâtiment de la centrale et sont nécessaires à la conduite des installations et au contrôle de bon fonctionnement des matériels.



- Services auxiliaires de la centrale

Le service auxiliaire de la centrale comprend :

- ✓ Le circuit d'alimentation des divers appareillages de l'usine ainsi que son éclairage.
- ✓ Le circuit de secours alimenté en courant continu à partir des batteries d'accumulateur.

- Le matériel de manutention

Le matériel de manutention est constitué d'une poutre roulante servant à déplacer les pièces lourdes pendant les travaux de construction ou d'entretien.

- Les lignes de transport

Les lignes de transport raccorderont les 2 centrales : hydroélectrique et thermique diesel existant.

La tension à la centrale thermique sera abaissée à 220/380V par un transformateur abaisseur et la chute de tension correspondante à la charge inférieure à 1% de la charge nominale.

II.8. Barrage

A cause d'insuffisance d'eau pendant la période d'étiage, un barrage de stockage est nécessaire pour stocker une partie de l'eau pendant la période de pluie.

Les études préliminaires d'un projet de barrage sont celles qui sont relatives à la recherche et au choix du site, la bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Ces études nous permettent de bien définir l'emplacement de l'ouvrage de façon à :

- Adopter la solution la plus économique résolvant le problème posé
- Assurer la sécurité des ouvrages et ces alentours
- Satisfaire les besoins en eau domestique, agricoles ou industriels.
- Faciliter l'accès au site.



II.8.1. Type et profil du barrage

Le barrage est un barrage en terre homogène. Il est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un drain dans sa partie aval.

Le profil du barrage serait défini comme suit :

- La hauteur du barrage serait égale au niveau normal de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crue et de la revanche.
- La largeur de crête a été calculée de manière à éviter la circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine et de permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.
- La pente des talus a été fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

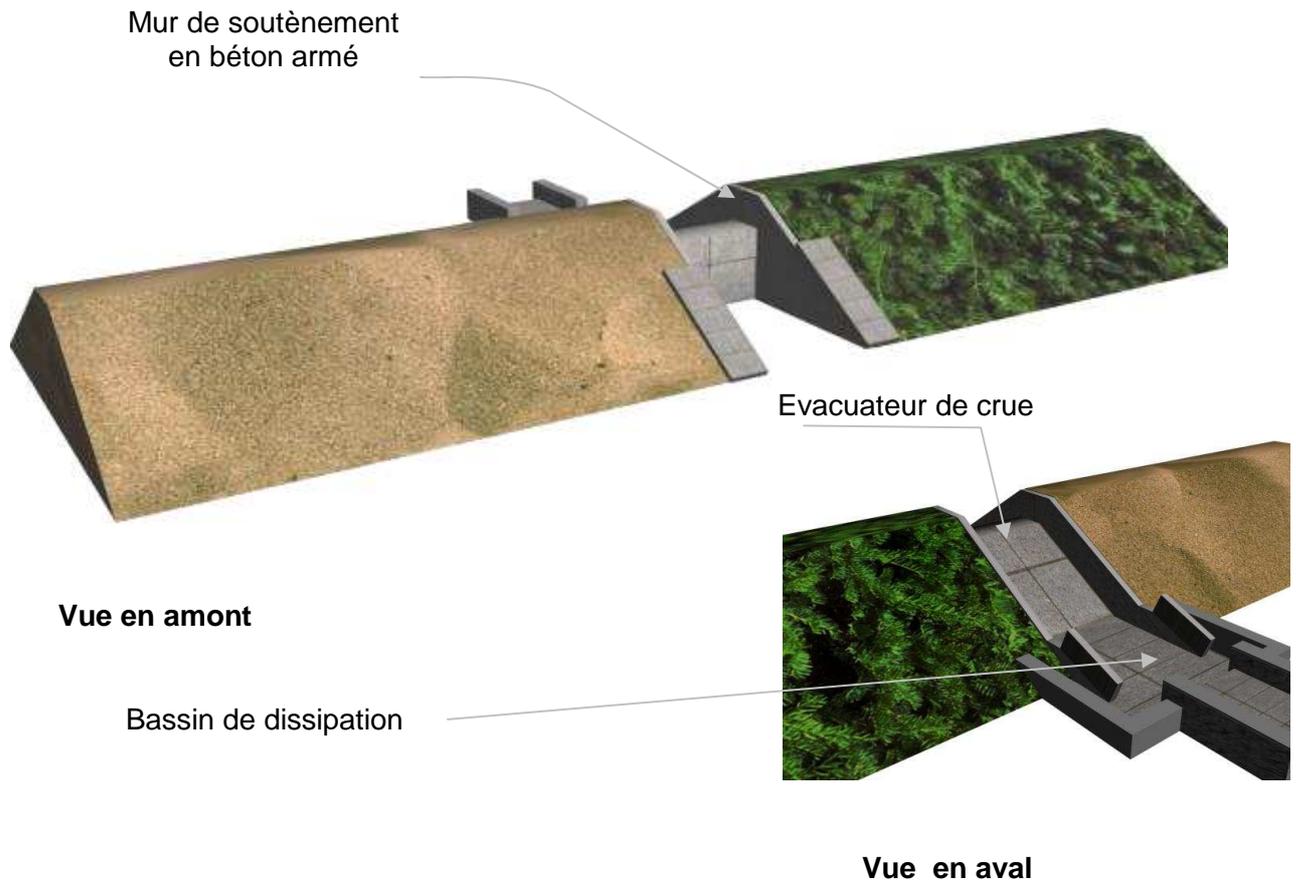
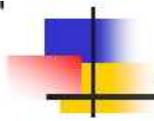


Figure 4 : Profil du barrage :



Voici ces dimensions caractéristiques :

- ✳ Hauteur du barrage $H = 6$ m
- ✳ Longueur du barrage $L = 30$ m
- ✳ Largeur de la base du barrage $l = 19,60$ m
- ✳ Largeur en crête du barrage $l' = 2,60$ m
- ✳ Pente du talus amont $4/3$
- ✳ Pente du talus aval $= 3/2$
- ✳ Le niveau normal des eaux $= 4,25$ m
- ✳ Le niveau des plus hautes eaux $= 5.5$ m

II.8.1.1. Type du sol :

Le barrage est constitué par des massifs en terre compactées plus ou moins imperméables. Ces matériaux proviennent du site, ce qui réduit considérablement le coût de transport.

Vu qu'on n'a pas pu faire l'étude géologique et géotechnique du site avant, on ne peut pas savoir la nature exacte du matériau mais par constatation sur terrain on peut dire que ces matériaux sont du type « sol limon sableux », dont ces caractéristiques sont les suivantes :

II.8.1.2. Caractéristiques du sol : (Source : LNTPB)

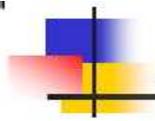
Les propriétés mécaniques du sol du type limon sableux sont les suivantes :

- ✳ Cohésion $c = 15$ [KPa]
- ✳ Angle de frottement interne $\varphi = 18^\circ$
- ✳ Poids volumique du sol saturé $\gamma_s = 20$ [KN/m³]
- ✳ Poids volumique du sol $\gamma_h = 18$ [KN/m³].

II.8.2. Etude de stabilité du barrage en terre

Il s'agit de l'étude de la stabilité des talus amont et aval du barrage au niveau de sa fondation.

Pour cette étude, Il existe plusieurs méthodes mais la plus couramment utilisée est la méthode de tranche de FELLENIUS en tenant compte les hypothèses suivantes :



Hypothèses de calcul :

- L'étude se fait en supposant une surface, cylindrique à axe horizontal, de rupture au contact de laquelle peut se présenter le phénomène de glissement.
- Il n'existe pas de réaction entre les tranches.
- La force tangentielle T du poids de l'ouvrage a tendance à entraîner le glissement.
- La force normale N (la composante normale du poids immergé) est stabilisatrice, elle mobilise le frottement interne.
- On tient compte de la pression interstitielle.

On vérifie alors le coefficient de sécurité pour le cercle de glissement le plus critique de la digue.

Le cercle de glissement critique est le cercle qui présente le risque de glissement c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité minimal.

Ce coefficient de sécurité est de la forme :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[cb + (W_i \cos^2 \theta_i - u_i b) \tan \varphi \right] \frac{1}{\cos \theta_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i}$$

Où c est la cohésion en [KPa]

θ est l'angle que fait le R avec la verticale [°]

b est la largeur de la tranche en [m]

W_i est le poids de la tranche en [KN].

La pente de la digue est stable si le coefficient de sécurité F (cercle le plus critique) est supérieur à 1.

Voici les coefficients de sécurité des quelques cercles de glissement du barrage et le cercle de glissement le plus critique est le cercle de centre O_3 pour le talus aval et celui de centre C_3 pour le talus amont.



Tableau 22 : coefficients de sécurité des cercles de glissement

Talus aval :

Origines du cercle	O ₁	O ₂	O ₃	O ₄	O ₅
Rayons R' en [m]	11,45	8	8,11	9,5	12,1
Coefficient de sécurité F	1,44	1,66	1,42	1,57	1,87

Talus amont :

Origines du cercle	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅
Rayons R' en [m]	9,00	8.60	9,00	7,20	5,30
Coefficient de sécurité F	1,38	1 ,52	1,33	1,64	1,94

Donc, les dimensions requises pour le barrage sont satisfaisantes.

Les détails de calcul de cette stabilité sont démontrés à l'annexe 5.

II.8.3. Dispositifs de protection et sécurité :

II.8.3.1. Drains :

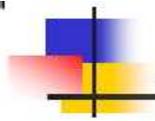
Le barrage est muni d'un drain et de filtre horizontal situés vers la partie aval du barrage. Ce sont des dispositifs permettant d'éviter les résurgences des eaux infiltrées à l'aval qui peuvent nuire à la stabilité de l'ouvrage.

Les drains sont constitués de graviers perméables, ils intercepteront les eaux d'infiltration

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux de granulométrie fines perméables. Ils empêcheront l'entraînement ou migration des particules fines des matériaux, constituant les barrages, entraînés par la circulation de l'eau et assurent la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées.

II.8.3.2. Masque étanche

Le masque d'étanchéité est généralement posé sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. Pour suivre les déformations du massif qui le supporte sans



provoquer des dégradations, il faut utiliser un masque élastique. On a choisi donc le masque étanche en béton bitumineux, c'est très efficace du point de vue de l'étanchéité.

II.8.3.3. Enherbement

Le talus aval peut être protégé efficacement contre l'érosion par un enherbement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement.

II.8.3.4. Mur de soutènement:

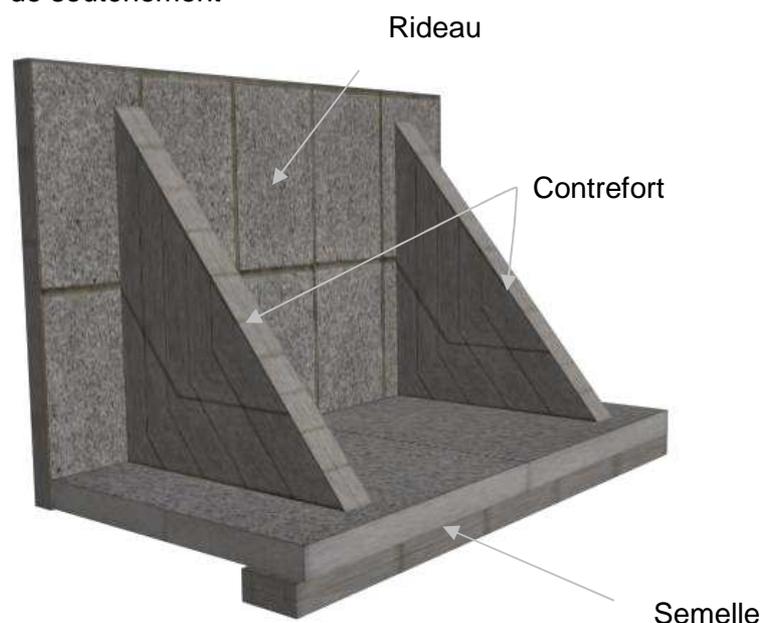
Pour maintenir la stabilité du barrage à l'emplacement de l'évacuateur de crue, on a à faire à des murs de soutènement.

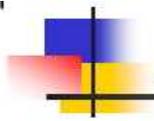
Les murs de soutènement soutiennent les terres qui se trouvent sur les bords de l'évacuateur de crue.

Ces murs sont en béton armé et composés de :

- ✓ Un rideau constitué d'une dalle qui reçoit la poussée des terres et prend son appui sur des contreforts. Il est muni de barbacane tous les 2 m².
- ✓ Une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage, elle déborde en avant du rideau de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol.
- ✓ Des contreforts, régulièrement espacés de 3m, qui sont destinés à solidariser et à maintenir les positions relatives du rideau et la semelle.

Figure 5. : Profil du mur de soutènement





Voici les dimensions caractérisant ce mur :

Rideau :

- ✳ Hauteur $H = 5,8$ m
- ✳ Epaisseur $e = 0,2$ m
- ✳ Longueur $L = 26$ m

Semelle

- ✳ Epaisseur $e_1 = 0,2$ m
- ✳ Largeur $l_1 = 2,9$ m

II.8.3.4.1. Etude de stabilité du mur

Pour la sécurité du mur, il faut vérifier sa stabilité vis-à-vis :

- ✓ au glissement
- ✓ au renversement
- ✓ à la condition de la règle du tiers centrale.

- ✳ La vérification de la stabilité du mur au renversement nous a donné un coefficient de sécurité égale à $0,23 < 0,35$

Où $0,35$ est le coefficient de frottement terre-béton.

- ✳ Celle de renversement, on a comme coefficient de sécurité : $4 > 2$

- ✳ L'excentricité $e = 0,48$ m qui est $\leq \frac{B}{6}$ (où B est la largeur de la semelle)

- ✳ Les valeurs des contraintes minimale et maximale sur les extrêmes de la fondation sont :

$$\begin{cases} \sigma_A = 0,78 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_B = 0,73 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

et $\sigma_A, \sigma_B \leq \sigma_{adm}$ du sol qui est égale à 1 daN/cm^2 .

Les détails de calcul se trouvent à l'annexe 7.



II.8.3.5. Etanchéité de la fondation

Pour protéger le barrage contre le phénomène de renard, on va mettre :

- ✱ des écrans verticaux sous le barrage. pour ce faire, on réalise des tranchées remplies de matériau argileux compacté sous le massif du barrage.
- ✱ un tapis étanche amont constitué d'un corroi argileux d'épaisseur environ à 0,6 m d'épaisseur.

II.8.4. Ouvrage annexe :

II.8.4.1. Evacuateur de crue :

Pour éviter la submersion du barrage au passage d'une forte crue, il doit y avoir un évacuateur de crue.

L'évacuateur de crue est un évacuateur de surface constitué par un déversoir qui contrôle le débit à évacuer et de le conduire dans le lit de la rivière Manambolo.

Cet évacuateur est placé au centre du barrage et destiné à évacuer un débit de fréquence cinquantennale $Q_{50} = 21 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le déversoir est de profil trapézoïdal dont ses caractéristiques sont les suivantes :

- ✱ Longueur du seuil : 4 m
- ✱ Hauteur : $4,25 + 0,5 = 4,75 \text{ m}$
- ✱ Charge au dessus du déversoir $h = 1,23 \text{ m}$
- ✱ Débit évacuer $Q_S = 16 \text{ m}^3/\text{s}$

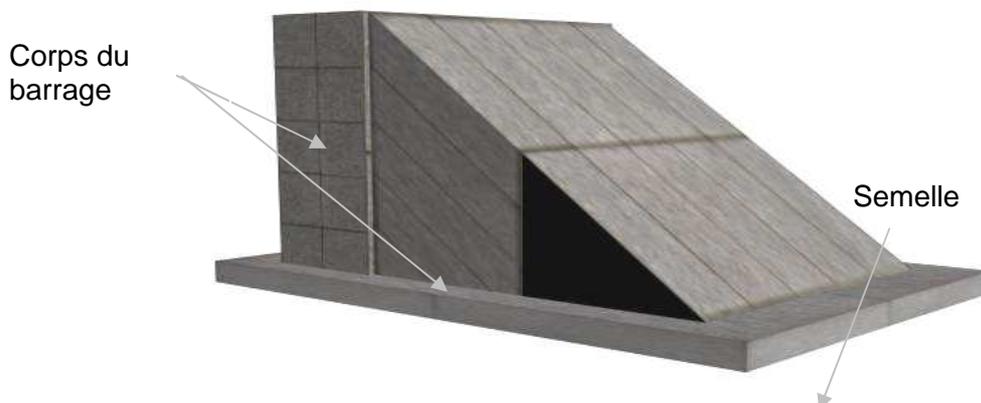
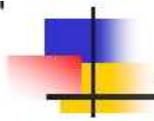


Figure 6 : L'évacuateur de crue



Ces dimensions ont été calculées à partir de laminage des crues (épure de Blackmore) qui consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau avec un déversoir donné pendant la crue (détails de calcul : annexe 4).

Cet évacuateur de crue fonctionne aussi comme un barrage poids car il soutient la pression de l'eau par son poids.

II.8.4.1.1. Etude de stabilité de l'évacuateur de crue

Pour l'étude de stabilité de l'évacuateur de crue, la vérification se fait comme celui d'un barrage poids, par mètre de largeur, nous avons considéré 3 règles principales :

- Stabilité au glissement
- Stabilité au renversement
- Règle de tiers centrale

Les stabilités au glissement et au renversement nous ont donné les coefficients de sécurité respectivement égale à 1,68 et 2,04.

La règle de tiers centrale nous a permis d'obtenir une excentricité égale à $e = 1,23$ m tel que $e \leq \frac{B}{6}$ avec $\frac{B}{6} = 1,25$ m.

Ce qui nous permet de dire que le risque de contrainte en traction dans l'ouvrage n'est pas à craindre.

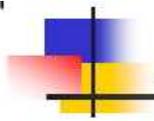
Les valeurs des différentes contraintes à l'extrémité de chaque fondation sont :

$$\begin{cases} \sigma_A = 0,17 \text{ daN} / \text{cm}^2 \\ \sigma_B = 0,68 \text{ daN} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

Or la contrainte admissible pour le sol Malgache est généralement égale à 1 daN/cm^2 (source cours ouvrage d'art Mr RABENATOANDRO Eugène promotion année 2000).

$\sigma_B \leq \sigma_{adm \text{ sol}}$, donc les dimensions requises pour l'évacuateur de crue sont satisfaisantes.

Les détails concernant les calculs de stabilités et la figure montrant l'évacuateur de crue se trouvent à l'annexe 16.



II.8.4.2. Le bassin d'amortissement :

Le procédé est généralement employé pour dissiper l'énergie de l'eau venant à grande vitesse d'une chute, il consiste à provoquer une forte turbulence provenant de variations brusques imposées à l'écoulement. Cette dissipation s'effectue dans un bassin appelé « bassin d'amortissement ».

La formule préconisée par NEYRPIC pour le volume du bassin est :

$$V = \frac{Q_s \times Z}{50}$$

Formule de NEYRPIC Source : « Technique rural en Afrique » par la Société Générale des Techniques Hydroagricoles (SOGETHA).

Où Q_s : débit d'écoulement du déversoir en l/s.

Z : hauteur de chute de l'eau du déversoir en m.

Et l'énergie dissipée est de 2 CV/m^3

Voici les dimensions du bassin :

- ✳ Longueur du bassin $L_b = 6 \text{ m}$ (longueur suivant l'axe de l'écoulement)
- ✳ Largeur du bassin $l_b = 36 \text{ m}$
- ✳ Profondeur $h_b = 2 \text{ m}$

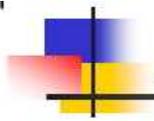
Le détail de calcul se trouve à l'annexe 9

II.8.4.3. Ouvrage de prise :

L'ouvrage de prise est l'organe qui permet d'alimenter le canal d'amenée. Il a pour but de prélever, à partir d'un barrage de stockage, le débit nécessaire à chaque instant au fonctionnement de la centrale hydroélectrique en éliminant les matières solides transportées par l'eau.

C'est une prise latérale à orifice noyé de section circulaire, avec un diamètre de $\varnothing_p = 11 \text{ cm}$, dimensionnée afin de satisfaire à tous les besoins de l'usine ainsi qu'à l'irrigation.

Cette prise est munie d'une vanne glissante pour contrôler le débit sortant du barrage, elle est équipée d'une grille métallique inclinée d'un angle de 15° par rapport à la verticale



qui a pour rôle d'empêcher la pénétration des corps flottants et des débris végétaux vers les ouvrages en aval.

L'ouvrage de prise est implanté en amont du barrage et placé à 0,5 m au dessus du fonds du réservoir. On a choisi cette hauteur pour pouvoir stocker les dépôts solides comme les sables entraînés par l'eau (dessableur).

Il est dimensionné pour évacuer un débit de 50 l/s au maximum, et fonctionne comme un orifice en charge pendant les périodes pluviales.

Le calcul de dimensionnement de l'ouvrage se fait par la formule de l'orifice :

$$Q_p = \mu \times S_p \sqrt{2g\Delta h_p}$$

Où Q_p : le débit à évacuer en m^3/s

S_p : section de la prise en m^2

Δh_p : Différence de niveau d'eau en amont et en aval en m

μ : Coefficient du débit qui est égal à 0,6 pour un orifice noyé.

II.8.4.4. Conduite de vidange

Le barrage est équipé d'une conduite de vidange qui est placée au fond de la retenue.

Cette conduite a pour rôle de :

- laisser passer le débit courant de la source pendant la construction du barrage.
- vider la retenue en cas de réparation, ou surveillance et entretien du barrage et de ses ouvrages annexes.
- Remplacer la prise en cas de réparation de celle-ci.

La conduite fonctionne comme une conduite en charge destinée à vider le réservoir pendant seulement 8 jours (vidange rapide). Le diamètre de la conduite est $\varnothing_v = 13$ cm qui a été dimensionné pour évacuer un débit de 70 l/s.

Pour la sécurité de l'ouvrage, la conduite est en acier muni d'écran antirenards et enrobée de béton pour assurer une étanchéité absolue car toute fuite dans le barrage peut entraîner des pressions interstitielles provoquant la formation de renards.

Remarque : pour plus d'économie, une seule conduite assure à la fois la prise et le vidange rapide du réservoir mais le débit est réglé à l'aide de la vanne.

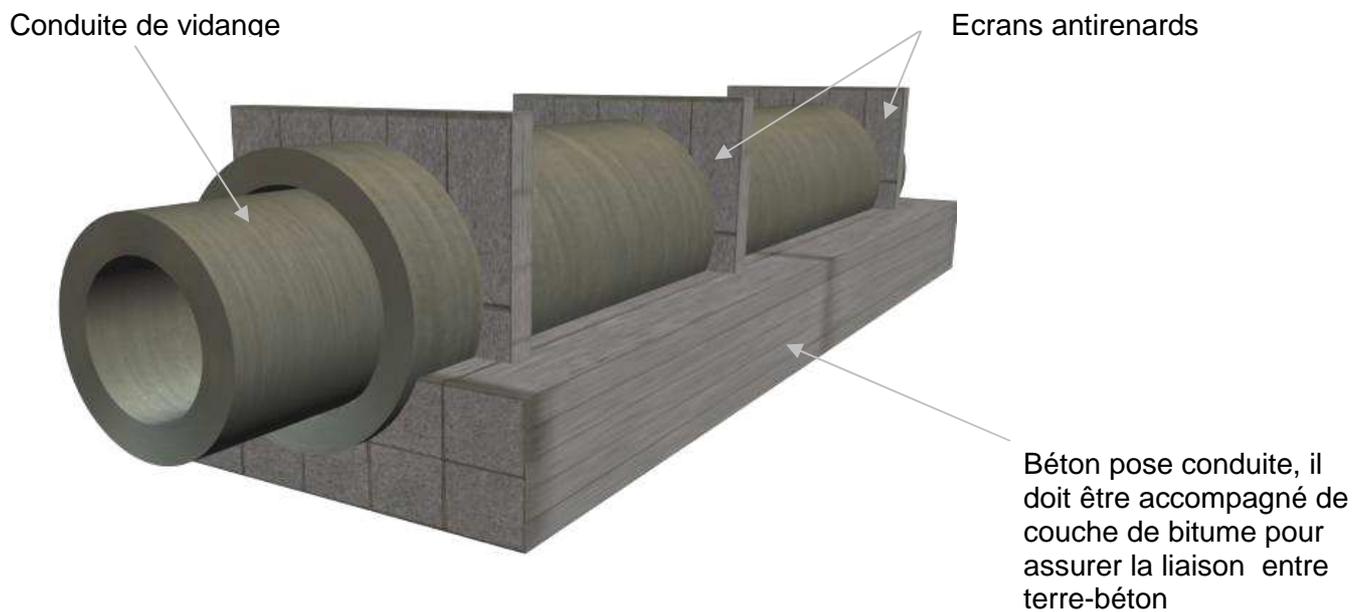


Figure 7 : Conduite de vidange et l'ouvrage de prise

II.8.4.5. Dessableur

Un dessableur est un ouvrage destiné à réduire au maximum les débits solides qui pénètrent dans le canal d'amenée. C'est un bassin à section transversale comportant un purgeur et un évacuateur des dépôts solides vers l'extérieur du barrage.

Le dimensionnement de cet ouvrage est fait de manière à éliminer les particules de diamètre 2/10 mm qui se déposent à la vitesse de 20 mm/s.

La profondeur du bassin est de 0,5 m.

II.9. les ouvrages en irrigation.

II.9.1. Les réseaux d'irrigation

Les cultures ont besoin des eaux suffisantes à la végétation. On fait l'irrigation des cultures par l'intermédiaire du réseau d'irrigation. Les eaux partent du canal principal, distribués dans les canaux secondaires puis viennent dans toutes les parcelles à l'aide des siphons.



II.9.1.1. Les canaux d'irrigation

D'une manière générale les canaux servent à transporter l'eau de la source vers chaque parcelle. Il s'agit également des canaux à ciel ouvert.

Le dimensionnement des canaux se fait en appliquant la formule de MANNING-STRICKLER

$$Q = K_1 \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

Dans notre cas on prend $K_1=30$ et la vitesse limite est comprise entre 0.4 et 1.0 m/s pour un canal en terre.

La valeur de la pente des talus est prise suivant la nature des terrains .Pour un terrain ordinaire on prend $m = 3/2 = 1.5$.

Voici les caractéristiques du canal principal:

- ✿ Largeur du plafond : 35 cm
- ✿ Le tirant d'eau : 14 cm
- ✿ Revanche : 10 cm
- ✿ Vitesse d'eau : 0,91 m/s.

II.9.2. Ouvrage de répartition

Dans un réseau d'irrigation, des ouvrages peuvent répartir d'un canal, une partie de son débit pour alimenter d'autres canaux.

On distingue des différents types d'ouvrages de répartition. Ce sont le pertuis de fond, les modules à masques, le déversoir de prise et les partiteurs fixes et mobiles.

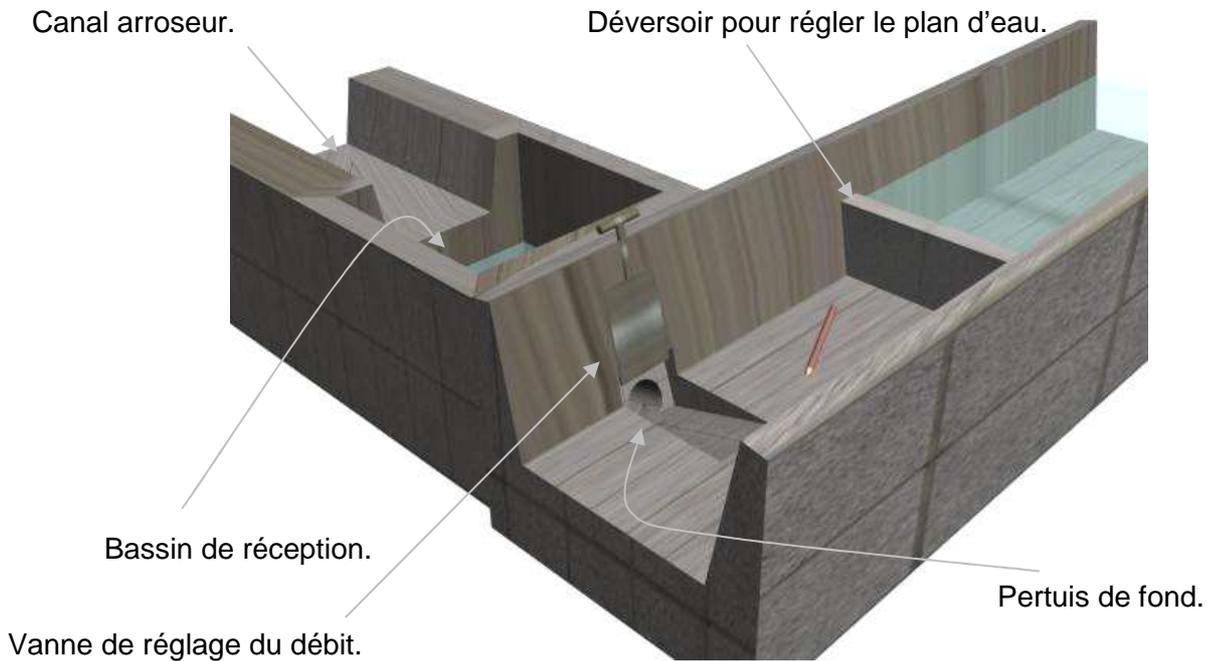
Mais ici, on va utiliser le pertuis de fond en béton pour la répartition des faibles débits. Il demande un réglage du plan d'eau dans le canal alimentaire pour assurer un bon fonctionnement indépendamment du débit affluent.

Voici les dimensions du puisard :

- ✿ Profondeur : 1m
- ✿ Largeur : 1m
- ✿ Longueur : 1m
- ✿ Pertuis de fond : Ø10.



figure 8 : Ouvrage de répartition



II.9.3. Ouvrage de sécurité et drainage

Un canal est fait pour véhiculer un débit maximum déterminé. Il ne peut supporter une surcharge que dans la limite de sa revanche. Au-delà, le débordement peut causer sa ruine rapide surtout pour les canaux en terre. On devra alors prévoir un ouvrage de sécurité comme les siphons automatiques par exemple qui règlent automatiquement le plan d'eau dans les canaux d'irrigation et aussi des canaux de drainage pour drainer les parcelles qui recevront des excès d'eau.

PARTIE III : ETUDES ENVIRONNEMENTALE DU PROJET.

Toute activité humaine modifie l'environnement. C'est le cas des microcentrales, dont l'influence est cependant limitée et peut être mieux maîtrisée que celle des grandes installations. Il n'est pas possible de généraliser les incidences des microcentrales sur l'environnement, il faut examiner les différents intérêts en présences pour chaque installation.

La Loi sur la Protection de l'Environnement (L.P.E.) n'impose pas d'étude d'impact pour la construction des microcentrales. Seules les installations dont la puissance dépasse de 3000 KW sont soumises. Cela ne signifie pas pour autant que les effets des microcentrales sur l'environnement ne doivent pas être examinés, mais la procédure elle-même est plus simple dans la mesure où les conséquences sur la nature seront évoquées dans le cadre du rapport technique.

I. Environnement

L'environnement est un système organisé, dynamique et évolutif de facteur naturel (physique, chimique, biologique) et humain (aspect social, économique, politique et culturel) où les organismes vivants opèrent et où les activités humaines ont un effet sur les êtres vivants de façon directe ou indirecte, immédiate ou à long terme.

II. Analyse des impacts sur l'environnement :

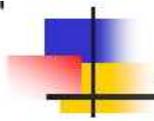
Un impact sur l'environnement d'un projet est l'effet, sur une période de temps donnée et dans un espace défini, d'une activité humaine sur une composante de l'environnement biophysique et humaine, en comparaison de la situation en l'absence du projet (source : cours Mr Alain RANDRIAMAHERISOA : Etude d'Impact sur l'Environnement).

Il existe deux sortes d'impact,

- Impacts négatifs.
- Impacts positifs.

II.1. Impacts négatifs :

Un impact est négatif s'il est défavorable ou affecte des désordres sur les milieux récepteurs (milieux physiques, biologiques et humains).



II.1.1. Milieux physiques :

EAU :

- les travaux de réalisation du projet peuvent provoquer de pollution de l'eau, la turbidité de l'eau change.
- L'apport des cours d'eau peut être insuffisant vis-à-vis au besoin de la centrale.

AIR :

- Pollution de l'air causé par le trafic des véhicules et l'émanation des poussières durant l'exécution des travaux.

SOL :

- Risque d'érosion car la réalisation du projet nécessite de décapage des arbres.
- Changement de forme lors de la réalisation des fouilles par exemple.
- Pollution du sol durant l'exécution du projet par les déchets et les hydrocarbures sortant des véhicules.
- Répercussion sur l'état de saturation du sol en amont du barrage.
- Glissement des terrains par effet de vibration.

II.1.2. Milieux biologiques :

FAUNE :

- Migration des animaux à cause des bruits durant l'exécution des travaux et la vibration des turbines pendant le fonctionnement de la centrale.
- Nuisance des poissons dans la retenue qui sont emprisonnés, pratiquement toutes les variétés de poissons entreprennent des migrations pour frayer et se nourrir.
- Pollution de l'eau qui peut entraîner des maladies mortelles pour les poissons.



FLORE :

- Déboisement.
- Dégradation des végétaux causée par la pollution du sol.
- Diminution des surfaces cultivables.

II.1.3. Milieux humain :

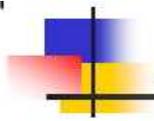
- Nuisance à cause des bruits. Le bruit et vibration de certaines turbines peuvent atteindre une susceptible d'importuner le voisinage.
- Risque des maladies à cause de la pollution de l'eau et de l'air.
- Risque d'accident.
- Diminution des économies à cause paiement des impôts ou les prix de l'énergie ainsi qu'à l'irrigation.
- Nuisance à cause de la pollution visuelle : les prises d'eau, barrage, vannes, installation des dégrillages sont visibles.

II.2. Impacts positifs :

Contrairement à l'impact négatif, un impact est dit positif s'il peut apporter un changement mais avantageux aux milieux récepteurs par rapport aux situations sans projet.

Par rapport au milieu humain, il y a :

- Création d'emploi, l'aménagement de la microcentrale nécessite beaucoup de main d'œuvre lors de la construction des différents ouvrages comme l'exécution des fouilles, décapage des bois etc. et pour la surveillance de la centrale en période de fonctionnement.
- Evolution, développement et amélioration de vie du territoire considéré.
- Plus de sécurité à cause des éclairages et possibilité des réseaux de communication.
- Création et amélioration des voies d'accès, car la voie de communication est l'un des problèmes majeurs de la région.
- Diminution de la pollution causée par les hydrocarbures, lors des utilisations des groupe, car la microcentrale utilise des ressources comme l'eau.



II.3. Evaluation de l'importance des impacts :

L'évaluation des impacts consiste à étudier, à déterminer les caractéristiques ou les critères de chaque impact suivant leur degré et leur importance en vue de justifier l'application des mesures d'atténuation.

L'évaluation des impacts considère les critères suivants :

- Intensité de l'effet.
- Durée dans le temps.
- Etendue dans l'espace.
- Importance de l'effet.



Tableau 23: évaluation des impacts :

Milieu physique					
Identification de l'impact		Evaluation de l'impact			
Eléments	Caractérisation	Intensité	Portée	Durée	Importance
Eau	Pollution due aux travaux	forte	locale	temporaire	moyenne
	Insuffisance d'eau au besoin de la centrale	forte	locale	permanent	moyenne
Air	Pollution due aux travaux	moyenne	locale	temporaire	Mineur
Sol	Erosion due au décapage des arbres	moyenne	locale	temporaire	moyenne
	Changement de forme	faible	locale	temporaire	mineur
	Pollution due aux travaux	moyenne	locale	temporaire	mineur
	Saturation en amont du barrage	forte	locale	permanent	moyenne
	Glissement des terrains par effet de vibration	faible	locale	occasionnelle	mineur



Milieu biologique					
Identification de l'impact		Evaluation de l'impact			
Eléments	Caractérisation	Intensité	Portée	Durée	Importance
Faune	Migration des animaux à cause des bruits	moyenne	locale	temporaire	mineur
	Maladie à cause de la pollution de l'eau	moyenne	locale	temporaire	mineur
	Nuisance des poissons due à la retenue d'eau	moyenne	locale	permanent	mineur
Flore	Déboisement	moyenne	locale	permanent	moyenne
	Dégradation à cause de la pollution	moyenne	locale	temporaire	moyenne
	Diminution des surfaces cultivables	fort	locale	permanent	majeur

Milieu humain					
Identification de l'impact		Evaluation de l'impact			
Eléments	Caractérisation	Intensité	Portée	Durée	Importance
Humaine	Nuisance à cause des bruits	moyenne	locale	permanent	mineur
	Maladies	moyenne	locale	temporaire	moyenne
	Accident	moyenne	locale	temporaire	majeur
	Diminution des revenus	moyenne	locale	permanent	majeur
	Pollution visuelle	moyenne	locale	permanent	mineur



Impact positif					
Identification de l'impact		Evaluation de l'impact			
éléments	caractérisation	intensité	portée	durée	importance
humaine	Création d'emploi	moyenne	locale	permanent	moyenne
	Développement, évolution et amélioration de condition de vie	forte	régionale	permanent	majeur
	sécurité	Forte	locale	permanent	majeur
	Création et amélioration des voies d'accès	forte	régionale	permanent	majeur
	Diminution de la pollution due aux hydrocarbures	moyenne	locale	permanent	moyenne

III. Mesures d'atténuation des impacts :

Atténuation des impacts est la prise de mesure pour supprimer ou réduire les impacts négatifs et/ou à favoriser les profits des impacts positifs. Evaluons alors tous les mesures d'atténuation de ces impacts.



Tableau 24 : mesures de compensation et de valorisation des impacts.

Impacts	Mesures de compensation ou valorisation des impacts	Impacts résiduels
Pollution du sol et de l'air	<ul style="list-style-type: none">• Utilisation des engins en bon état.• Mouillage ou arrosage périodique des pistes en terre.• Utilisation des bacs à ordures.	mineur
Insuffisance d'eau au besoin de la centrale	Arrêt de la centrale si le niveau d'eau dans la retenue atteint la limite inférieure.	mineur
Erosion due au décapage des arbres	Réduction d'abattages d'arbre le moins possible et reboisement dans des autres endroits.	mineur
Saturation du sol dans la retenue	Calage de la hauteur d'eau pour éviter l'augmentation de la superficie du sol inondé.	mineur
Glissement des terrains	<ul style="list-style-type: none">• Implantation des supports antivibratoires sous les fondations des machines.• Clayonnage et Reprofilage des pentes des terrains à des endroits qui présentent des risques de glissement.	mineur
Bruits	<ul style="list-style-type: none">• Utilisation de turbine venant des fournisseurs bien connus.• Utilisation des matériels en bon état.• Implantation des isolations phonique pour les machines	mineur
Nuisance des poissons	<ul style="list-style-type: none">• Construction de passes ou échelles à poisson.• Surveillance de la qualité de l'eau en installant des dispositifs permettant la mesure de la turbidité, pH, t° etc.	aucun
Maladies	<ul style="list-style-type: none">• Installation des dispensaires ou croix rouges prêt du village.• Utilisation des engins et matériels en bon état.• Eloignement de la population locale à une distance bien précise du chantier.	mineur



Impacts	Mesures de compensation ou valorisation des impacts	Impacts résiduels
Accidents	<ul style="list-style-type: none">• Installation des panneaux d'interdiction ou avertissement.• Casque obligatoire pour tous les personnels.	mineur
Pollution visuelle	<ul style="list-style-type: none">• Enterrement de la conduite forcée et cacher certains ouvrages derrière les arbres.• Création des campings pour les visiteurs ou les touristes près du barrage.	mineur
Diminution des revenus	<ul style="list-style-type: none">• Réduction des prix de l'énergie et le frais pour l'irrigation.	mineur
Diminution des surfaces cultivables	Réhabilitation des périmètres cultivables et aménagement des autres superficies qui peuvent être cultivables.	mineur
Création d'emploi pour la population locale	<ul style="list-style-type: none">• Proposition de plusieurs places.• Encouragement de la population à participer à l'offre d'emploi	majeur
sécurité	Renforcement par implantation de poste de gendarmerie.	moyen
Création et amélioration de voie d'accès	Entretien périodique des voies d'accès, surveillance et multiplication des ouvrages d'assainissement.	mineur
Diminution de la pollution par les hydrocarbures	Proposition d'utilisation d'autres machines qui n'utilisent pas d'hydrocarbure.	mineur

IV. Plan de gestion environnementale du projet :

Le plan de gestion environnementale est un programme qui constitue la base du cahier de charge environnementales du promoteur, il assurera la suivie et la surveillance de la réalisation de ces mesures d'atténuations des impacts durant la réalisation et après la fermeture du projet.

IV.1. Le programme de surveillance :

La surveillance est un programme qui surveille la réalisation des obligations et des recommandations, du promoteur, des mesures d'atténuation des impacts négatifs exigés pendant toute la durée du projet.

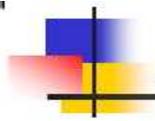


IV.2. Le programme de suivi :

Le suivi consiste à contrôler et vérifier l'efficacité des mesures d'atténuation.

Tableau 25 : Les mesures prise

Critère à contrôler	Mode d'acquisition de donnée et fréquence	Responsables
Qualité de l'eau, air, sol.	Observation visuelle tous les jours	Entreprise.
maladies.	Nombres des malades par jours	Croix rouge
Accident.	Nombre d'accident tous les jours	Entreprise.
Accès.	Longueur de la route entretenue tous les semestres	Entreprise.
Sécurité.	Nombre des voles tous les jours	Gendarmerie.
Création d'emploi.	Nombre d'emploi induit par projet tous les ans	Mairie.
Surface cultivée.	Superficie cultivée tous les semestres	Mairie.
Stabilité des terrains	Observation visuelle tous les semestres	Entreprise.
Déboisement.	Nombre des plantes qui ont poussé tous les semestres	Entreprise.
Apport d'eau	Mesure sur terrain tous les heures	Entreprise.



PARTIE IV : ETUDE ECONOMIQUE ET FINANCIERE:

I. Etude économique

I.1. Objectif de l'étude économique

L'étude économique d'un projet est très importante pour des différents projets, il faut tenir compte de sa rentabilité. Cette étude doit permettre de juger la valeur économique de la centrale hydroélectrique de Bevato.

D'une manière générale, on doit connaître le coût de l'aménagement afin qu'on puisse prendre une décision à lancer l'exécution d'un tel projet.

Pour cela, on doit déterminer les dépenses actualisées et les recettes de l'aménagement afin de conclure le Taux de Rentabilité Interne (TRI).

I.2. Donnée et hypothèse de calcul

Avec une hauteur de chute brute 240,21 m et un module de 50 l/s, la puissance installée de la centrale est de 91 kW et variable suivant le débit de la source.

La centrale apporte une production annuelle de 180.624 kWh malgré le faible débit en période d'étiage et son arrêt le mois d'octobre et le mois de novembre.

Du point de vue étude économique, on doit parler de ces charges d'exploitation et les investissements.

L'investissement total de l'aménagement : 387.730.901 AR soit de 1937 US\$

I.2.1. Les charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont les charges fixes et les charges variables.

I.2.1.1. Les charges fixes :

Ce sont les frais d'exploitation, et les frais d'entretien de la centrale.

Les frais de d'exploitations sont déterminés comme suit :

Le taux d'exploitation

- ✿ Génie civile : 0,5% ⇒ 1.938.633 AR.
- ✿ Électromécanique : 1% ⇒ 3.877.266 AR.
- ✿ Ligne de transport : 0,5% ⇒ 1.938.633 AR.



Les frais divers sont donc :

- ✳ Frais du personnel : 70 % \Rightarrow 5.428.172 AR
- ✳ Frais de maintenance : 10 % \Rightarrow 775.453 AR
- ✳ Frais généraux : 20% \Rightarrow 1.550.906 AR

I.2.1.2. Les charges variables :

Ce sont

- ✳ les dettes que l'on appelle : annuité de remboursement.
- ✳ les impôts : 10 % du bénéfice nette selon la loi fiscale.

I.2.2. Procédure de calcul :

I.2.2.1. La valeur actuelle nette (V.AN)

La VAN est la somme de bénéfices nets durant la période considérée. Elle s'exprime

par :

$$VAN = \sum_{p=0}^{10} \beta_p (1+i)^{-p}$$

Avec :

β_p : Bénéfice nette à l'année p.

i : taux d'actualisation

I.2.2.2. Taux de Rentabilité Interne (T.R.I)

Le T.R.I de l'aménagement hydroélectrique est le taux d'actualisation dans lequel la valeur actualisée des dépenses totales annuelles est égale à celles des recettes totales annuelles.

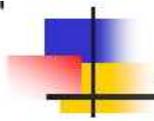
Soit :

$$\sum_{i=1}^p \frac{D_i}{(1+\tau)^i} - \sum_{i=1}^p \frac{R_i}{(1+\tau)^i} = 0$$

Où : D_i : dépenses annuelles.

R_i : recettes annuelles

τ : taux de rentabilité interne.



I.2.3. Coût moyen du kWh

Pour avoir le prix de vente moyen du kWh, à un taux de rentabilité $\geq 10\%$, les dépenses actualisées à 10% ou plus doivent être égales aux recettes actualisées à 10% ou plus.

$$\text{Soit : } \sum_{i=1}^p \frac{P_m \cdot E_p}{(1+10)^p} - \sum_{i=1}^p \frac{D_p}{(1+10)^p} = 0$$

$$P_m = \frac{\text{Depenses actualisées}}{\text{Energie vendu actualisée}}$$

I.2.4. Principaux résultats

- ✿ le T.R.I est de 14.32 %
- ✿ le prix de vente moyen P_m du kWh est de 525 AR.
- ✿ Durée de récupération 6ans et 11 mois.

II. Etude financière

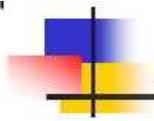
L'étude financière consiste à établir le compte d'exploitation prévisionnel de la cellule de production d'électricité. Elle permet de vérifier les capitaux qui entrent et sortent pendant l'exploitation de la centrale, les remboursements des dettes, les conditions de financement, amortissement etc.

II.1. Prix de vente du kWh

Ici, on a pris seulement le coût de production sans pris en compte les coûts de distribution.

La JIRAMA, propose des tarifs qui varient avec des tranches mais en moyenne, le prix du kWh est de 560 AR mais on a pris celle Bevato 525 AR.

L'utilisation de la centrale hydroélectrique de Bevato est plus économique qu'à celle des microcentrales thermiques (utilisation des petits groupes électrogènes : hausse des prix des gasoils).



II.2. Condition de financement

Le projet est financier extérieurement. De ce fait, on a :

Durée de remboursement : 20 ans.

Taux d'intérêt : 10%.

L'annuité constante de remboursement est définie par la formule :

$$\psi = \frac{\text{capital} \cdot i}{1 - \frac{1}{(1+i)^\omega}} = \text{capital} \times 0,117$$

ψ : Annuité

i : taux d'intérêt et ω : durée de remboursement.

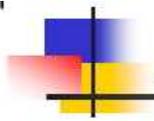
Ici , on a $\psi = 25.048.221$ AR à payer tous les ans pendant 20 ans.

II.3. Amortissements

Les amortissements A_m sont calculés à partir des coûts de chaque type d'équipement, et on doit tenir en compte la durée de vie de l'équipement, soit :

✱ génie civil : 40 ans $\Rightarrow A_m = 7.475.771$ AR

✱ équipement : 25 ans $\Rightarrow A_m = 2.262.480$ AR.



CONCLUSION

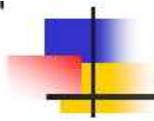
Pour en conclure, l'aménagement de la microcentrale hydroélectrique de Bevato contribuera à développer la commune du Bemahatazana. Sa réalisation peut apporter beaucoup d'amélioration surtout au niveau de la sécurité, on peut admettre la réduction de l'acte de banditisme du village et il y a augmentation au niveau de la production en riziculture. Sur le plan économique, elle contribue à la satisfaction des besoins énergétiques de l'industrie Bevalala qui connaît d'énorme difficulté en énergie.

Constituant une solution définitive et durable, la centrale ne peut pas assurer l'électrification de la commune durant toute l'année à cause de l'insuffisance de la capacité du réservoir. Il y aura certainement des délestages et de coupure de courant pendant certains jours. On ne peut pas se passer alors de l'exploitation des centrales thermiques même si les prix des carburants ne cessent pas d'augmenter mais par contre la centrale hydroélectrique peut stabiliser l'économie des intéressés. Autre que l'électrification, il y a évolution des infrastructures sanitaires, des infrastructures scolaires et surtout, la route vers la commune est entretenue automatiquement que le ravitaillement des productions n'est plus un problème pour la population locale.

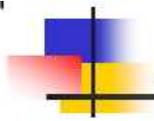
De même, elle peut réduire la pollution de l'environnement durant son exploitation car l'utilisation des hydrocarbures est réduite.

Malgré l'abondance des ressources en eau dans notre pays, la plupart de celle-ci n'est pas exploitée et perdue dans la mer.

Mais si on envisage de les mettre en valeur sans les perdre d'une seule goutte on pourra vaincre la pauvreté.



ANNEXE.



Annexe 1 Méthode statistique

La méthode analytique

Principe de méthode

Après classement des données par ordre décroissant, on subdivise ces données en classe contenant au minimum 15 données.

On calcule à partir de la fonction de répartition d'une loi théorique le nombre théorique des valeurs dans chaque classe.

Choix de la loi représentative

On effectue le test de khi deux représenté par « χ^2 » en effectuant les calculs suivants :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)}{v_i}$$

Où :

n_i : nombre expérimentale

v_i : nombre théorique

$m = k - \lambda - 1$ avec m : nombre de degré de liberté

λ : nombre de paramètre mise en jeu dans la loi.

K : nombre de classe.

A partir de cette de valeur de m, on lit la valeur de χ^2 sur une table correspondante au seuil choisi généralement égal à 5%.

Si $\chi^2_{calculé} \leq \chi^2_{table}$ la loi est acceptable.

✓ Loi normale :

Elle représentée par la formule : $F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-u} du$

Avec
$$u = \frac{x - \bar{x}}{S_x}$$



Où u : variable réduite

\bar{x} : valeur moyenne

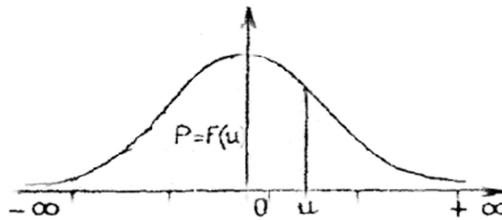
S_x : écart type de l'échantillon.

$F(u)$: fonction de répartition ou fréquence de non dépassement.

Les paramètres mis en jeu sont \bar{x} et S_x .

Fonction de répartition de la loi normale réduite

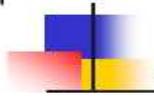
(Probabilité de trouver une valeur inférieure à u)



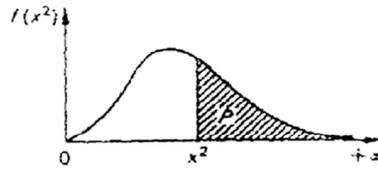
u	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7290	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9779	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986

Table pour les grandes valeurs de u

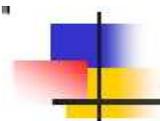
u	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,8	4,0	4,5
F(u)	0,99865	0,99904	0,99931	0,99952	0,99966	0,99976	0,999841	0,999928	0,999968	0,999997



(Valeurs de χ^2 ayant la probabilité P d'être dépassées)



$P \backslash n$	0,990	0,975	0,950	0,900	0,100	0,050	0,025	0,010	0,001
1	0,000 2	0,001 0	0,003 9	0,015 8	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70



Annexe 2 : Application de la méthode statistique

Etude des apports

Pluviométrie : Station de Tsiroanomandidy

- ✓ Données brutes, calcul des valeurs moyennes des pluviométries et les coefficients de répartition.
- ✓ Classement et rangement suivant l'ordre décroissant des totaux de précipitations mensuelles et calcul du coefficient de variation.
- ✓ Loi Normale.
- ✓ Test de χ^2 .
- ✓ Calcul de pluviométrie et de débits de différentes fréquences en année sèche.



Données brutes ; valeurs moyennes mensuelles et coefficient de répartition

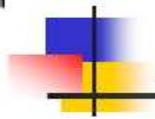
Année	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	P totale mens
1967	193,9	185	428,5	310,5	324,6	71,8	11,4	0	0	0	71,4	105,9	1703,0
1968	116,8	263,9	302,4	265	138,2	70,5	10	7	0	0	5,4	64,2	1243,4
1969	67,8	394,8	244,5	270,5	86,1	143,1	22,1	31,1	0	6,8	7,7	10,3	1284,8
1970	179,7	290,8	276,9	105,9	279	63,3	0	0	0	0	0	20	1215,6
1973	284,8	347	407,1	378,7	253,8	78,5	0	4,5	18,8	10,4	24,2	80	1887,8
1976	55,7	310,1	308	276	267,7	67,5	37,1	2,6	26,8	37,4	8,7	27	1424,6
1977	140,7	307	159,8	216	310,8	69	55	0,1	0	0	16,8	54,7	1329,9
1978	94,2	239,5	150	240,6	92,1	91,2	0	1,5	21	0	0	76,7	1006,8
1980	150	443,5	152,1	149,5	286,3	210	6	0	3,6	0	7	0	1408,0
1981	160,8	110,3	197,6	320,4	180,9	119,5	17,7	0	0	13,7	10,1	62	1193,0
2001	205,75	330,5	451,4	284,5	209,6	103,3	6,4	10,1	12,3	0,0	18,3	69,7	1701,9
2002	131,7	216,6	269,3	404,5	280	30	106,3	12,5	0,0	1,3	0,0	13,6	1465,8
2003	202,2	228,2	737	129	273	142	12,3	3	0,25	2,0	0,0	57,75	1786,7
2005	173	310,8	148,3	124,1	208,3	36,3	60,5	5,25	0,0	0	12,3	70	1148,9
2006	117,75	130,8	303	144,75	290	30,0	20,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0	1036,9
total mens	2274,8	4108,8	4535,9	3619,95	3480,4	1326	365,4	77,65	82,75	71,6	181,9	711,85	
moy mens	151,7	273,9	302,4	241,3	232,0	88,4	24,4	5,2	5,5	4,8	12,1	47,5	
CR	10,9	19,7	21,8	17,4	16,7	6,4	1,8	0,4	0,4	0,3	0,9	3,4	

Source : station Tsiroanomandidy

Avec CR est défini par :

$$CR = \frac{\sum P_{mensuelles\ du\ mois\ J}}{P_{annuelles}} \times 100$$

$S_x =$	272,9
$\bar{P} =$	1389,1



Classement et rangement des rapports suivant l'ordre décroissant

Rang	P moyennes annuelles	Classes
1	1887,8	1ère >1700
2	1786,7	
3	1703	
4	1701,85	
5	1465,8	2ème >1400
6	1424,6	
7	1408	
8	1329,9	3ème >1200
9	1284,8	
10	1243,4	
11	1215,6	
12	1193	4ème
13	1148,85	
14	1036,9	
15	1006,8	

Loi normale :
$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-u} du$$

Avec
$$u = \frac{P - \bar{P}}{S_x}$$

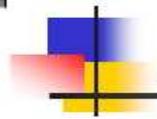
En utilisant la table de la loi normale, on a comme valeurs de F(u) :

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{-0,69} e^{-u} du = 1 - 0,7549 = 0,2451$$

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{-0,69}^{0,04} e^{-u} du = 0,7549 - 0,5160 = 0,2709$$

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{0,04}^{1,1} e^{-u} du = 0,8643 - 0,5160 = 0,3483$$

$$F(u) = \frac{1}{2\pi} \int_{1,1}^{+\infty} e^{-u} du = 1 - 0,8643 = 0,1357$$



Test de χ^2

N° classe	Bornes	Nombres d'élément n_i	F(u)	$v_i = N.F(u)$	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
1] - ∞ ; -0,69 [4	0,2451	3,7	0,028
2] -0,69 ; 0,04 [4	0,2709	4,1	0,0010
3] 0,04 ; 1,1 [3	0,3483	5,2	0,95
4] 1,1 ; + ∞ [4	0,1357	0,2	1,90
	N=	15		χ^2	2,873

Test de χ^2 pour une erreur de 5%

Le nombre de classe est 4

Il y a 2 paramètres (P ; S_x)

$P(4-2-1) = p(1) = 3,84$ lu sur la table de χ^2 à la page 92

Or $\sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 2,87 < 3,84$

La loi normale est acceptable.

Valeur de u pour des différentes fréquences en année sèche :

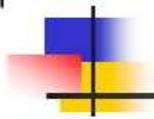
période de retour T (ans)	2	5	10	25	50	100
u	0,00	-0,84	-1,28	-1,75	-2,05	-2,33

Calcul de pluie quinquennale sèche

La pluie quinquennale sèche est déterminée par la formule :

$$P_F = u.S_X + \bar{P}_{annuelle}$$

$P_5 = (-0,84 \times 272,9) + 1389,1 = 1160$ [mm]



D'où la pluviométrie mensuelle de fréquence quinquennale est :

	nov.	déc.	Jan	Fév.	mar.	Av	Mai	juin	juil.	Aou	sept	oct.
P ₅ mm	127	229	253	202	194	74	20	4	5	4	10	40

Calcul des débits mensuels des différentes fréquences

Les valeurs des pluviométries de différentes fréquences en années sèches sont déterminées par la formule :

$$P_F = u.S_x + \bar{P}_{annuelle}$$

On a :

$$P_2 = (0,0 \times 272,9) + 1389,1 = 1389,1 \text{ [mm]}$$

$$P_5 = (-0,84 \times 272,9) + 1389,1 = 1159,9 \text{ [mm]}$$

$$P_{10} = (-1,28 \times 272,9) + 1389,1 = 1039,8 \text{ [mm]}$$

$$P_{25} = (-1,75 \times 272,9) + 1389,1 = 911,5 \text{ [mm]}$$

$$P_{50} = (-2,05 \times 272,9) + 1389,1 = 829,7 \text{ [mm]}$$

$$P_{100} = (-2,33 \times 272,9) + 1389,1 = 753,3 \text{ [mm]}$$

Les valeurs des débits de différentes fréquences sont calculées à partir de la formule de CTGREF :

$$Q_{F1} = \frac{S}{31.5} \times \left(\frac{P_F}{B}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{\frac{1}{3}}$$

S : surface du bassin versant

P_F : pluie de fréquence

B : coefficient régional, B = 47

Z_m = Z₅₀ : calculer à partir de la courbe hypsométrique. Ici, Z₅₀ = 1295 [m]

$$Q_2 = \frac{1,36}{31,5} \times \left(\frac{1389,1}{47}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{1295}{100}\right)^{\frac{1}{3}} = 29 \text{ [l/s]}$$

$$Q_5 = \frac{1,36}{31,5} \times \left(\frac{1159,9}{47}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{1295}{100}\right)^{\frac{1}{3}} = 21 \text{ [l/s]}$$

$$Q_{10} = \frac{1,36}{31,5} \times \left(\frac{1039,8}{47}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{1295}{100}\right)^{\frac{1}{3}} = 18 \text{ [l/s]}$$

$$Q_{25} = \frac{1,36}{31,5} \times \left(\frac{911,5}{47}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{1295}{100}\right)^{\frac{1}{3}} = 14 \text{ [l/s]}$$

$$Q_{50} = \frac{1,36}{31,5} \times \left(\frac{829,7}{B}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{1295}{100}\right)^{\frac{1}{3}} = 12 \text{ [l/s]}$$

$$Q_{100} = \frac{1,36}{31,5} \times \left(\frac{753,3}{B}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{1295}{100}\right)^{\frac{1}{3}} = 10 \text{ [l/s]}$$

On calcule les valeurs des débits mensuelles de différentes fréquences par la formule :

$$Q_{Fj} = \frac{CR \cdot Q_F \cdot 12}{100}$$

CR : coefficient de répartition

Q_F : débits de fréquences qu'on a calcul ci-dessus.

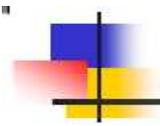
On trouve dans la page suivante les valeurs des débits mensuels des différentes fréquences en année sèches



Valeurs des débits mensuels de différentes fréquences

Tableau montrant les valeurs des débits mensuels des différentes fréquences :

	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	juil.	Aout	Sept	Oct.
Q ₂ [l/s]	11	54	81	65	59	23	13	9	8	7	5	5
Q ₅ [l/s]	8	40	60	48	44	17	9	7	6	5	4	4
Q ₁₀ [l/s]	7	33	50	40	36	14	8	6	5	4	3	3
Q ₂₅ [l/s]	5	27	40	32	29	11	6	5	4	3	3	3
Q ₅₀ [l/s]	5	23	35	28	25	10	5	4	3	3	2	2
Q ₁₀₀ [l/s]	4	19	29	23	21	8	5	3	3	2	2	2



Etude des crues

Pluviométrie : Station de Tsiroanomandidy

- ✓ Données brutes, calcul des valeurs moyennes des pluviométries maximales de 24 heures.
- ✓ Classement et rangement suivant l'ordre décroissant de ces précipitations
- ✓ Loi GUMBEL.
- ✓ Test de χ^2 .
- ✓ Estimation des débits de crue des différentes fréquences.



Donnée brute des pluviométries maximale de 24 h de la station Tsiroanomandidy :

Années	pluies max (mm)
1964	60,50
1965	40,50
1966	68,00
1967	88,00
1968	67,10
1969	74,30
1970	115,50
1971	102,60
1972	114,90
1973	100,90
1974	47,60
1976	110,10
1977	62,10
1978	102,60
1979	60,10
1980	98,20
1988	55,70
1989	74,70
1998	112,10
1999	88,80
2001	81,00

Classement et rangement des rapports suivant l'ordre décroissant

rang	pluie max (mm)	classes
1	126,1	1 ^{ère} classe >110
2	115,5	
3	114,9	
4	112,1	
5	110,1	
6	102,6	2 ^{ème} classe >98
7	102,6	
8	100,9	
9	98,2	
10	88,8	3 ^{ème} classe >74
11	88	
12	74,7	
13	74,3	
14	68	4 ^{ème} classe >60
15	67,1	
16	62,1	
17	60,5	
18	60,1	5 ^{ème} classe
19	55,7	
20	47,6	
21	40,5	



Loi de Gumbel : $F(u) = e^{-e^{-u}}$

Avec : $u = \alpha(P - P_0)$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78\sigma$$

$$P_0 = \bar{P} - 0.45\sigma$$

α : gradex, $\alpha = 0,05$

σ : Ecart type, $\sigma = 25,2$

\bar{P} : moyenne de la pluviométrie max de 24h, $\bar{P} = 83,4$ [mm]

Alors $F(P) = e^{-e^{-\alpha(P-P_0)}}$

Pour ces différentes valeurs, on obtient les résultats suivants :

P	F(P)
110	0,9
98	0,8
74	0,4
60	0,1

Test de χ^2

∞

Classes	P	F(P)	$\alpha = F(P_i) - F(P_{i-1})$	ni	$V_i = N \cdot \alpha$	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
	$+\infty$	1				
1	110	0,9	0,1	5	3,0	1,39
2	98	0,8	0,1	4	2,2	1,56
3	74	0,4	0,4	4	7,7	1,80
4	60	0,1	0,2	5	5,1	0,00
5	0	0,0	0,1	3	3,0	0,00
			N=	21	21,0	
					somme=	4,75



Test de χ^2 pour une erreur de 5%

Le nombre de classe est 5

Il y a 2 paramètres (P ; σ)

$P(5-1) = p(2) = 5.99$ sur la table de χ^2 à la page 95

Or $\sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 4,75 < 5,99$

La loi de GUMBEL est acceptable.

Calcul de pluie de différentes fréquences

Le calcul de pluie différentes fréquences est déterminée par la formule :

$$P_F = \frac{-Ln(-LnF)}{\alpha} + P_0$$

Avec $F = 1 - \frac{1}{T}$ où F : fréquence

T : période de retour

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Période de retour T [ans]	100	50	25	10
F	0,99	0,98	0,96	0,9
P(24;F) en [mm]	164	150	136	117

Estimation des débits de crue des différentes fréquences :

Puisque la superficie du bassin versant $S = 1,36 \leq 4 \text{ km}^2$, alors on peut estimer les crue de fréquence par la formule rationnelle.

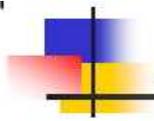
La formule rationnelle est de la forme : $Q = 0,278.C.i.S$

Q : débit de crue en $[m^3/s]$

C : Coefficient de ruissellement

i : intensité de pluie

S : superficie du bassin versant en $[km^2]$



i est déterminé par la formule $i = At_c^B$

$A = \frac{P(24, F)}{24^b}$ et b : coefficient régional donnée par le CTGREF ; b = 0,288

$B = b - 1 = 0,288 - 1 = - 0,712$

Pour une période de retour T = 25 [ans]

P(24,F) [mm]	b	A	B
136	0,288	54,43	-0,71

Calcul du temps de concentration

Pour le calcul de T_c, utilisons la formule de KIRPICH et de RICHARDS,

On va tout d'abord employé la formule de KIRPICH qui est définit par :

$$t_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{1,15}}{D^{0,38}}$$

Où L est la longueur du rectangle équivalent,

D est la dénivellation du bassin versant.

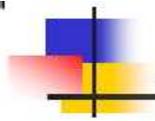
$$t_c = \frac{1}{52} \times \frac{1340^{1,15}}{95^{0,38}} = 14[\text{min}]$$

Et ce temps de concentration qu'on va trouver le temps de concentration à partir de la formule de RICHARDS qui est définit par :

$$\frac{t_c^3}{t_c + 1} = 9,8 \cdot \frac{K}{CR} \cdot \frac{L^2}{I}$$

Où C : coefficient de ruissellement

$R = i(1 + t_c)$ et on peut trouver la valeur de K à l'aide de l'abaque+++ en fonction du produit CR.



Nous allons chercher la valeur de t_c qui vérifie cette relation.

Le calcul se fait à l'aide de la feuille de calcul Excel, que nous découvrons dans le tableau suivant :

T_c	i	R	CR	K	$1960 \frac{K}{CR}$	$\frac{T_c^3}{T_c + 1}$	écart %
0,2333368866	153,3999716	189,19384	132,4356882	0,0092	0,13615865	0,01030074	
0,8	63,80127554	114,842296	80,38960718	0,012	0,29257513	0,28444444	2,7790
0,79	64,37525215	115,231701	80,66219094	0,0113	0,27457722	0,27544078	0,3145

Et on trouve finalement $t_c = 0,79$ [h] = 47,4 [min]

Et avec la formule rationnelle, on a :

$$Q_{25} = 0,278 \times 0,75 \times 64,38 \times 1,36 = 18 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Et les calculs de Q_{100} , Q_{50} , Q_{10} se font de la même manière et qu'on trouve le résultat sur le tableau ci-après :

Q_{10} [m ³ /s]	Q_{25} [m ³ /s]	Q_{50} [m ³ /s]	Q_{100} [m ³ /s]
15	18	21	25



Annexe 3 : calcul du bassin versant

Surface et périmètre du bassin versant :

Par planimétrie sur la carte topographique (feuille N°K-46 de la FTM), on a :

$$P_{BV} = 4,71 \text{ [km]} \quad \text{où} \quad P_{BV} : \text{périmètre du bassin versant}$$

$$S_{BV} = 1,36 \text{ [km}^2\text{]} \quad S_{BV} : \text{surface du bassin versant.}$$

Coefficient de compacité de GRAVELIUS :

$$K = \frac{0,28 \times P_{BV}}{\sqrt{S_{BV}}}$$

$$K = \frac{0,28 \times 4,71}{\sqrt{1,36}} = 1,13$$

Longueur du rectangle équivalent :

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

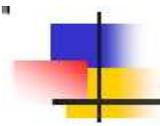
$$L = \frac{1,13\sqrt{1,36}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,13} \right)^2} \right) = 1,34 \text{ [Km]}$$

Pente moyenne du bassin versant :

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

$$\text{avec } D = 0,95 \text{ (} Z_{\max} - Z_{\min} \text{)} = 0,95 \text{ (} 1325 - 1225 \text{)} = 85,5 \text{ [m]}$$

$$I = \frac{85,5}{1,34} = 63,80 \text{ [m/Km]}$$



Indice de pente :

$$I_p = \sqrt{\frac{I}{1250}}$$

$$I_p = \sqrt{\frac{63,8}{1250}} = 0,23$$



Annexe 4. Laminage des crues

L'étude du laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire la longueur déversante, étant fixées a priori.

Il existe plusieurs méthodes pour l'étude de laminage des crues mais on a utilisé la méthode graphique appelée « épure de BLACKMORE ».

Le mécanisme de la méthode est le suivant (nous avons montré cette méthode dans la figure ci-après) :

$$A(Z)dZ = Q(t)dt - q(Z)dt$$

Où A désigne la surface de la retenue pour une côte Z.

Q(t) : débit entrant à l'instant t

q(t) : débit de l'évacuateur de crue pour une côte Z.

Calcul du temps de base :

Le temps de base est nécessaire pour le tracé de l'hydrogramme de crue. Elle est déterminée par la formule :

$$t_b = 2 \times t_c = 2 \times 0,79 \text{ [h]} = 1,58 \text{ [h]} = 94,8 \text{ [min]}$$

$$t_m: \text{ temps de montée, } t_m = \frac{1}{3} t_b = \frac{1}{3} \times 94,8 = 31,6 \text{ [min]}$$

$$t_d : \text{ temps de descente, } t_d = \frac{2}{3} t_b = \frac{2}{3} \times 94,8 = 63,2 \text{ [min]}$$

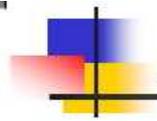
Equation de la courbe du débit de déversoir :

$$Q_s = mL\sqrt{2gh^2}^{\frac{3}{2}} \Rightarrow Q_s = 0,45 \times 4\sqrt{2 \times 19,62} \times h^{\frac{3}{2}}$$
$$\Rightarrow Q_s = 7,97 \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

Calcul de la pente :

$$p = \frac{T}{2 \cdot A}$$

T : pas de temps, T = 10 [min] = 600 [s]



A : superficie de la réserve, A = 13.200 [m²]

$$p = \frac{600}{13200} = 0,023$$

Charge au dessus du déversoir de crue et le débit sortant

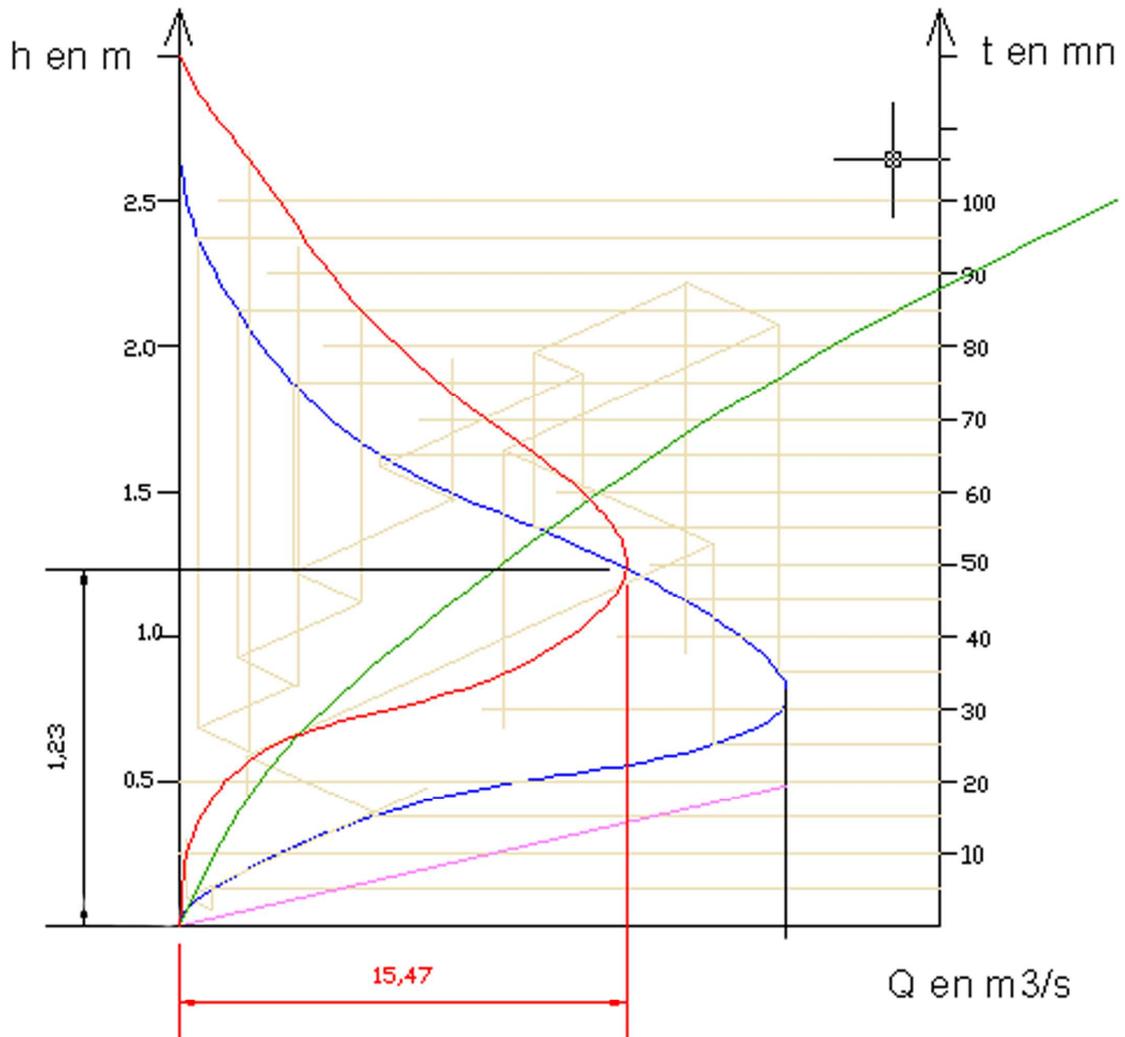
Et l'Épure de BLACKMORE nous indique les résultats suivants :

$$Q_s = 16 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

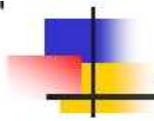
$$h = 1,23 \text{ [m]}$$

Où Q : débit sortant de l'évacuateur de crue

h : charge au dessus du déversoir.



- hydrogramme de sortie
- débit du déversoir
- hydrogramme de crue
- pente



Annexe 5 : Etude de stabilité du barrage

Le barrage est un barrage en terre homogène. La digue est constituée de matériau fortement compacté.

Le matériau retenu est un limon sableux dont les propriétés mécaniques sont les suivantes :

- ✱ Cohésion $c = 15$ [KPa]
- ✱ Angle de frottement interne $\varphi = 18^\circ$
- ✱ Poids volumique du sol saturé $\gamma_s = 20$ [KN/m³]
- ✱ Poids volumique du sol $\gamma_h = 18$ [KN/m³].

L'étude de stabilité d'un barrage en terre concerne la stabilité de son talus en amont et en aval. Pour cela, utilisons la méthode des tranches ou méthode FELLENIUS qui consiste à découper le terrain en n tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble en supposant que :

- ✓ La surface de rupture est cylindrique et au contact de laquelle se produit le phénomène de glissement.
- ✓ Il n'y a pas de réaction inter-tranche
- ✓ La force tangentielle a tendance à entraîner le glissement : c'est une force motrice.
- ✓ Il y a la pression interstitielle et on doit la tenir compte.

Etude de stabilité du talus aval :

La pente du talus est de 3/2

Pour l'étude de la stabilité du barrage, les forces à considérer sont :

- ✓ Le poids de la tranche W_i
- ✓ La pression interstitielle U_i .

La forme générale du facteur de sécurité pour l'étude est comme suit :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n M_{ri}}{\sum_{i=1}^n M_{mi}}$$

Où M_{mi} est le moment moteur dû à la tranche, $M_{mi} = W_i \sin \theta \cdot R$

M_{ri} est le moment résistant dû à cette tranche, $M_{ri} = \left(\frac{cb}{\cos \theta_i} + N_i \tan \varphi \right) R$

R est le bras du levier de chacune des forces par rapport au centre du cercle de glissement en [m]

c est la cohésion en [KPa]

θ est l'angle que fait le R avec la verticale [°]

N_i est la composante normale de la réaction sur le plan de glissement :

$$N_i = W_i \cos \theta_i - U_i \frac{b}{\cos \theta_i}$$

b est la largeur de la tranche en [m].

On obtient donc globalement le facteur de sécurité par la formule :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[cb + (W_i \cos^2 \theta_i - u_i b) \tan \varphi \right] \frac{1}{\cos \theta_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad \text{et le talus est stable si } F > 1$$

Ce coefficient est calculé à partir du tableau A dans lequel les valeurs de θ_i et W_i sont déterminés graphiquement.

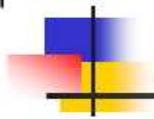
(L'étude de stabilité est faite sur plusieurs cercles de glissement mais seulement on a montré sur ce tableau les cercles le plus critiques).



tableau A

Rayon du cercle de glissement (m)				R= 8,11						
Tranche n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Â:Angle par rapport à l'axe du cercle	66	51	40	31	22	14	6	-2	-10	-18
bi:largeur de chaque tranche (m)	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
hi:hauteur moyenne de la tranche (m)	1,75	3,56	4,18	4,23	4,04	3,66	3,11	2,42	1,58	0,58
â:Angle entre les tranche (°)	15	11	9	9	8	8	8	8	8	-18
θ:Angle par rapport à l'axe de la cercle (rad)	1,15	0,89	0,70	0,54	0,38	0,24	0,10	-0,03	-0,17	-0,31
cos(θ)	0,41	0,63	0,77	0,86	0,93	0,97	0,99	1,00	0,98	0,95
sin(θ)	0,91	0,78	0,64	0,52	0,37	0,24	0,10	-0,03	-0,17	-0,31
γ_s : poids volumique saturé du sol(KN/m3)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
γ_A : poids volumique du sol en (KN/m3)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
h équipotentiel (m)	0	0,49	1,26	1,62	1,64	1,23	0	0	0	0
h sol non saturé (m)	1,75	3,07	2,92	2,61	2,40	2,43	3,11	2,42	1,58	0,58
Wi:poids de la tranche KN	34,7	71,6	85,5	87,3	83,6	75,2	61,6	47,9	31,3	11,5
Ui: les pression interstitielles (Kpa)	0	4,9	12,6	16,2	16,4	12,3	0	0	0	0
â:Angle entre les tranche (rad)	0,26	0,19	0,16	0,16	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	-0,31
l:Longueur de l'arc entre deux tranches (m)	1,99	1,46	1,19	1,19	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	-2,38
c: cohésion du sol (KPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
φ :Angle de frottement interne (°)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
φ :Angle de frotte interne (rad)	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31
tg(φ)	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
$c \times l_i$	29,8	21,9	17,9	17,9	15,9	15,9	15,9	15,9	15,9	-35,8
$W_i \cos^2 \theta$	5,7	28,3	50,2	64,2	71,9	70,8	60,9	47,9	30,3	10,4
$U_i \times l_i$	0,0	7,1	15,0	19,3	17,4	13,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$(W_i \cos^2 \theta - U_i \times l_i) \tan \varphi$	1,9	6,9	11,4	14,6	17,7	18,8	19,8	15,5	9,9	3,4
$M_i = [c \times l_i + (W_i \cos^2 \theta) \tan \varphi] / \cos \theta$	77,9	45,7	38,3	37,9	36,2	35,7	35,9	31,5	26,2	-34,1
$M_i = W_i \sin \theta$	31,7	55,6	55,0	45,0	31,3	18,2	6,4	-1,7	-5,4	-3,5

$\Sigma Ms = 331,1 \text{ KNm}$ $F = 1,42 > 1$
 $\Sigma Mr = 232,5 \text{ KNm}$



On obtient la valeur de $F = \frac{331,1}{232,5} = 1,42 > 1$

⇒ Donc le talus de pente 3/2 est acceptable pour le talus aval.

Etude de stabilité du talus amont :

La pente du talus est de 4/3

Pour le talus amont, le cas le plus défavorable à étudier est la vidange rapide.

Une vidange est rapide si elle se fait dans un temps suffisamment court pour que le volume de la digue imbibé d'eau reste dans cet état. Le niveau d'eau en amont étant ramené complètement au pied du talus amont. La poussée de l'eau qui agit sur le parement amont est donc nulle car le réservoir est vide. Mais par contre, la ligne de saturation reste invariable.

Les forces agissant sur le massif sont donc :

- ✓ Le poids de la tranche W_i .
- ✓ La pression interstitielle U_i .

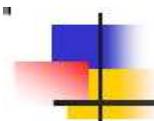
La méthode est la même que celle de ce qu'on a fait au talus aval et le calcul est fait dans le tableau B



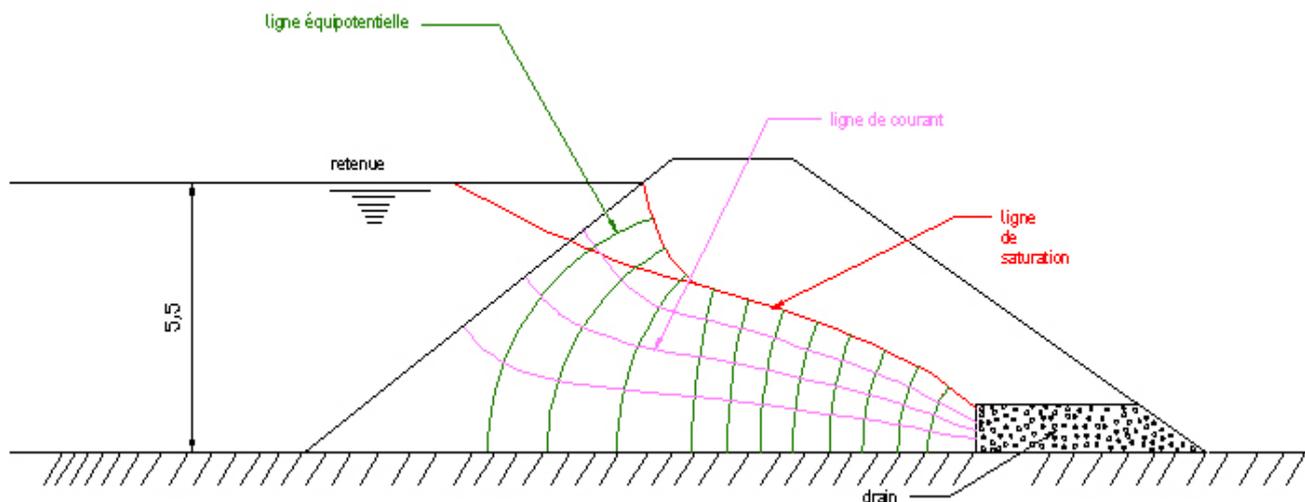
Tableau B

Raon du cercle de glissement (m ³)	R=			9										
Tranche n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
θ:Angle par rapport à l'axe du	-28	-21	-15	-8	-2	4	11	17	24	31	38	47	57	70
b:largeur de chaque tranche (m)	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
hi:hauteur moyenne de la tranche	0,28	0,73	1,04	1,24	1,32	1,87	2,47	2,96	3,33	3,56	3,62	3,46	2,94	1,45
â:Angle entre les tranche (°)	-7	-6	-7	-6	-6	-7	-6	-7	-7	-7	-9	-10	-13	70
θ:Angle par rapport à l'axe de la cercle	-0,49	-0,37	-0,26	-0,14	-0,03	0,07	0,19	0,30	0,42	0,54	0,66	0,82	0,99	1,22
cos(θ)	0,88	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00	0,98	0,96	0,91	0,86	0,79	0,68	0,54	0,34
sin(θ)	-0,47	-0,36	-0,26	-0,14	-0,03	0,07	0,19	0,29	0,41	0,52	0,62	0,73	0,84	0,94
γ _s : poids volumique saturé du sol (KN/m ³)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
γ _d : poids volumique du sol en (KN/m ³)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
h équipotentiel (m)	0,28	0,73	1,04	1,24	1,32	1,87	2,47	2,96	3,33	3,56	3,62	3,46	0,00	1,45
h sol non saturé (m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,1	1,45
W: poids de la tranche KN	5,5	14,3	20,4	24,3	25,9	36,7	48,4	58,0	65,3	69,8	71,0	67,8	19,4	54,0
U _i : les pression interstitielles (Kpa)	2,8	7,3	10,4	12,4	13,2	18,7	24,7	29,6	33,3	35,6	36,2	34,6	0	14,5
â:Angle entre les tranche (rad)	-0,12	-0,10	-0,12	-0,10	-0,10	-0,12	-0,10	-0,12	-0,12	-0,12	-0,16	-0,17	-0,23	1,22
li:Longueur de l'arc entre deux tranches	-1,05	-0,90	-1,05	-0,90	-0,90	-1,05	-0,90	-1,05	-1,05	-1,05	-1,35	-1,50	-1,94	10,47
c: cohésion du sol (KPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
φ:Angle de frottement interne (°)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
φ:Angle de frotteime interne (rad)	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31
tg(φ)	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
c × l	-15,7	-13,5	-15,7	-13,5	-13,5	-15,7	-13,5	-15,7	-15,7	-15,7	-20,2	-22,4	-29,2	157,1
W cos θ	4,3	12,5	19,0	23,8	25,8	36,5	46,6	53,1	54,5	51,3	44,1	31,5	5,8	6,3
U × l	-2,9	-6,6	-10,9	-11,1	-11,8	-19,6	-22,2	-31,0	-34,9	-37,3	-48,7	-51,8	0,0	151,8
(W cos θ - U × l) tan φ	2,3	6,2	9,7	11,4	12,2	18,2	22,4	27,3	29,0	28,8	30,1	27,1	1,9	-47,3
M _r = [c × l + (W cos θ - U × l) tan φ] / cos θ	-15,1	-7,8	-6,2	-2,1	-1,2	2,5	9,1	12,1	14,6	15,2	12,6	6,8	-50,1	321,0
M _s = W sin θ	-2,6	-5,1	-5,3	-3,4	-0,9	2,6	9,2	17,0	26,5	35,9	43,7	49,6	16,3	50,7

ΣMs= 311,3 KNm F= 1,33 >1
 ΣMr= 234,3 KNm



Annexe 6 : Caractéristique de la digue et réseau d'écoulement après la mise en eau :



Tracé de la ligne de saturation

La ligne de saturation est une ligne qui est confondu avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique au sein du massif est nulle. Elle délimite la partie sèche ou humide la partie saturée d'eau du barrage.

Le traçage de la ligne de saturation se fait à partir de la parabole de KOZENY dont l'équation s'écrit :

$$y^2 - y_0 - 2xy_0 = 0$$

Avec $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

d étant la largeur en base du barrage diminuée de 0,7 b

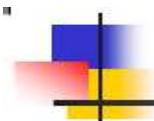
b étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

h est la hauteur d'eau de la retenue.

$$d = 0,7 \times 13,75 = 16,38 \text{ [m]}$$

$$y_0 = \sqrt{5,5^2 + 16,38^2} - 16,38 = 0,9$$

Et l'équation de la parabole peut s'écrire : $y^2 - 1,8x - 0,8 = 0$



Annexe 7 : Calcul de stabilité du mur de soutènement

Les murs de soutènement sont en béton armé, ils assurent la stabilité du barrage à l'endroit de l'emplacement de l'évacuateur de crue.

Les murs sont composés de :

- ✓ Rideau
- ✓ Semelle
- ✓ Contreforts.

Nous allons étudier la stabilité sur la partie où le mur atteint la crête du barrage car c'est le cas le plus défavorable, et l'étude se fait par mètre de longueur.

Hypothèse de calcul :

- ✓ On ne tient pas compte la poussée sur l'arrière de la semelle.
- ✓ Par mesure de sécurité, on ne tient pas compte la butée à l'avant de la semelle ainsi que le poids des contreforts.

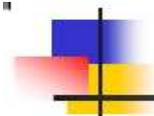
Les forces à considérer sont :

- ✓ Le poids du rideau : P_r
- ✓ Le poids de la semelle : P_s
- ✓ Le poids du remblai supporté par la semelle : P_t
- ✓ La poussée des terres à soutenir : Q_t

Application numérique :

Forces verticales

Forces (N) par mètre de longueur	Bras de levier par rapport au point A (m)
$P_r = 5,80 \times 0,20 \times 1,00 \times 25.000 = 29.000$	1,10
$P_s = 0,20 \times (1,00 + 1,90) \times 1,00 \times 25.000 = 14.500$	1,45
$P_t = 5.80 \times (1,90 - 0,20) \times 1,00 \times 16.000 = 157.760$	2,05



Force horizontale

Poussée des terres Q_t : elle est déterminée par la formule :

$$Q_t = \Omega \Delta \frac{h^2}{2}$$

Ω : coefficient numérique fonction de l'angle φ du talus naturel des terre

Δ : poids spécifique des terres

H : hauteur du mur

$$\Omega = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{18^\circ}{2}\right) = 0,528$$

Force (N) par mètre de longueur	Bras du levier (m)
$Q_t = 0,528 \times 18.000 \times \frac{(6,00 - 0,20)^2}{2} = 24.493$	2

Stabilité au glissement :

Le coefficient de sécurité F_1 doit être inférieur au coefficient de frottement terre béton

$F_{tb} = 0,35$

$$F_1 = \frac{Q'}{P'}$$

P' : somme des forces verticales qui sont stabilisatrices.

Q' : somme des forces horizontales qui sont renversante.

$$P' = 29.000 + 14.500 + 176.320 = 219.820 \text{ [N]}$$

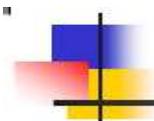
$$Q' = 24.493 \times 1,35 = 33065 \text{ [N]} \text{ (} Q : \text{ action permanente)}$$

$$F_1 = \frac{33.065}{219.820} = 0,15 < 0,35 \text{ vérifiée}$$

Stabilité au renversement

Le coefficient de sécurité F_2 doit être supérieur à 2 pour que l'ouvrage soit stable.

$$F_2 = \frac{M_S}{M_R}$$



M_S : somme des moments des forces stabilisatrices par rapport au point de basculement du mur (point A)

M_R : somme des moments des forces renversantes par rapport au point A.

$$M_S = (29.000 \times 1,10) + (14.500 \times 1,45) + (176.320 \times 2,05) = 414.381 \text{ [Nm]}$$

$$M_R = 24.493 \times 2 = 48.986 \text{ [Nm]}$$

$$F_2 = \frac{414.381}{48.986 \times 1,35} = 6,27 > 2 \quad \text{vérifiée}$$

La résultante de P' passe à $\frac{414.381}{219.820} = 1,89 \text{ [m]}$ du point A, soit 0,44 m du milieu G

de la semelle.

$$\text{D'où } M_G = (33.065 \times 2,00) - (219.820 \times 0,44) = -30.591 \text{ [Nm]}$$

Calcul des réactions du sol

Les valeurs des contraintes à l'extrémité de la fondation sont données par la formule :

$$\sigma_{A,B} = \frac{P'}{S} \pm \frac{6M}{S^2}$$

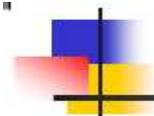
Où P' : somme des forces verticales

S' : section de la semelle.

$$\sigma_A = \frac{219.820}{1,00 + 1,90} + \frac{6 \times (-30.591)}{(1,00 + 1,90)^2} = 55 \text{ KN/m}^2 = 0,55 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_B = \frac{219.820}{1,00 + 1,90} - \frac{6 \times (-30.591)}{(1,00 + 1,90)^2} = 97 \text{ KN/m}^2 = 0,97 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

On a $\sigma_{A,B} < \sigma_{adm}$ du sol qui est égale à 1 [daN/cm²].



Vérification de la règle de tiers centrale :

Calcul de l'excentricité e' :

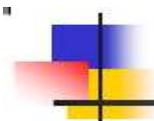
Excentricité e est déterminée par la

formule : $\sigma_{\max} = \frac{P'}{S} \left(1 - \frac{6e'}{S} \right) \Rightarrow e' = \left| \left(\frac{\sigma_{\max} S - P'}{6P'} \right) S \right|$

$$e' = \left| (1,00 + 1,90) \times \left(\frac{0,80 \times (1,00 + 1,90) - 219.820}{6 \times 219.820} \right) \right| = 0,48 \text{ [m]}$$

Or $\frac{B'}{6} = \frac{1,00 + 1,90}{6} = 0,48$

On a $e' \leq \frac{B}{6}$, alors la règle de tiers centrale est vérifiée.



Annexe 8 : Calcul des ferrillages et de la section des armatures du mur

La fissuration est préjudiciable alors on peut tout de suite faire le calcul à l'état limite de service, et se fait par tranche de 1 m.

Calcul du rideau :

Le rideau est considéré comme une dalle semi-encastree sur les contreforts et soumise à une charge horizontale.

Les armatures principales du rideau seront horizontales et les armatures de répartition seront verticales. En outre, comme la poussée des terres tend à décoller le rideau du contrefort ; il est nécessaire d'assurer la liaison entre ces 2 éléments en retournant les armatures principales

Calculons la section des armatures situées en un point quelconque du rideau et pour chaque tranche, le calcul sera analogue.

Soit p la poussée de terre qui agit en un point situé à 4,5 m à partir du sommet du rideau définit par :

$$p' = 0,528 \times 16.000 \times 4,50 = 38.006 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Moment en travée } M_t = \frac{p' \cdot l^2}{10} = \frac{38.006 \times 4^2}{10} = 60.810 \text{ Nm}$$

$$\text{Moment sur l'appui } M_A = \frac{p' \cdot l^2}{16} = \frac{38.006 \times 4^2}{16} = 38.006 \text{ Nm}$$

La fissuration est préjudiciable, la contrainte maximale des aciers est :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}) \right] \text{ (BAEL 91/98)}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min [266,67 ; \max (200 ; 201,6)] \text{ (BAEL 91/98)} = 201,6 \text{ [MPa]}$$

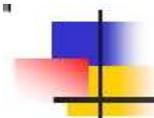
Pour la section en travée, on a :

$$\mu_1 = \frac{M_t}{b \times y^2 \times \overline{\sigma}_s} \quad \text{où } b' \text{ est la largeur de la section } b' = 100 \text{ [cm]}$$

$$Y' \text{ est la hauteur utile } y' = 0,9 h' = 0,9 \times 20 = 18 \text{ [cm]}$$

$$\mu_1 = \frac{60.810}{100 \times 18^2 \times 201,6} = 0,0093 \Rightarrow \beta_1 = 0,8570 \text{ (tableau C)}$$

$$\Rightarrow k = 0,05$$



$$A' = \frac{M_t}{\beta_1 \times y \times \sigma_s} = \frac{60.810}{0.8570 \times 18 \times 201,6} = 19,55 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Nous prendrons 4Ø25 = 19,63 [cm²].

$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0,05 \times 201,60 = 7,46 \text{ [MPa]} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$ (contrainte de compression du béton)

Pour la section sur l'appui

$$\mu_1 = \frac{38.006}{100 \times 18^2 \times 201,6} = 0,0058 \Rightarrow \beta_1 = 0,881$$

$$\Rightarrow k = 0,037$$

$$A' = \frac{38.006}{0,881 \times 18 \times 201,6} = 11,89 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Nous prendrons 1Ø16 + 2Ø25 = 11,83 [cm²].

$$\sigma_b = 0,037 \times 201,6 = 7,46 \text{ [MPa]} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

Calcul de la semelle :

$$M_G = (24.493 \times 2) - (219.820 \times 0,44) = - 46.656 \text{ [Nm].}$$

$$\text{Avec } P = 219.820 \text{ [N]} \quad \text{et} \quad S = 2,90 \text{ [m}^2\text{]}$$

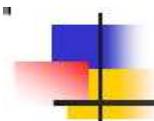
Les contraintes au sol ont pour valeurs :

$$\sigma_A = \frac{219.820}{1,00 + 1,90} + \frac{6 \times (-46.656)}{(1,00 + 1,90)^2} = 0,043 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_B = \frac{219.820}{1,00 + 1,90} - \frac{6 \times (-46.656)}{(1,00 + 1,90)^2} = 0,109 \text{ [MPa]}$$

Le poids propre de la semelle est réparti sur AB à raison de :

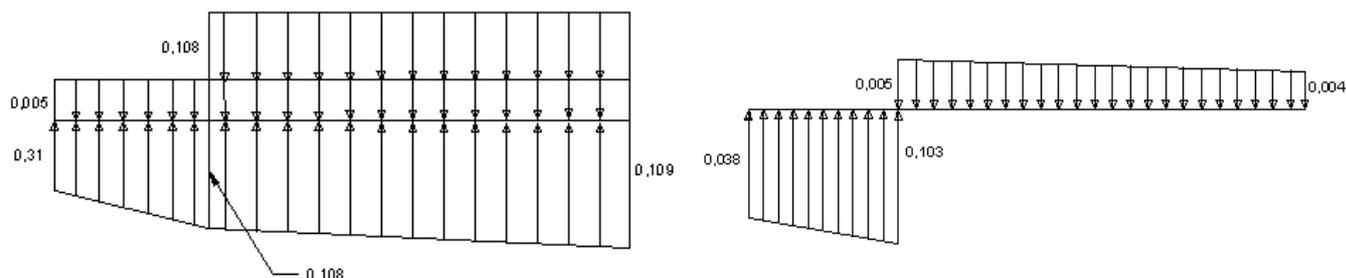
$$\frac{14.500}{(1.000 \times (1 + 1,90) \times 1.000)} = 0,005 \text{ [MPa]}$$



Le poids propre du rideau est reparti sur BC à raison de :

$$\frac{29.000 + 176.320}{1.000 \times 1,9 \times 1.000} = 0,108 \text{ [MPa]}.$$

D'où les diagrammes sont :



Sur la partie AC, la résultante des charges a pour valeur :

$$P_1 = 0,038 \times 700 \times 1.000 = 26.600 \text{ [N]}$$

$$P_2 = \frac{0,065 \times 700 \times 1.000}{2} = 22.750 \text{ [N]}$$

$$P = P_1 + P_2 = 49.350 \text{ [N]}$$

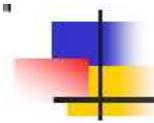
Le moment de P par rapport au point C est :

$$M = \frac{26.600 \times 0,70}{2} + \frac{22.750 \times 0,70}{3} = 14.618 \text{ [Nm]}$$

$$\mu_1 = \frac{14.618}{100 \times 18^2 \times 201,6} = 0,0022 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 \Rightarrow k = 0,02$$

$$A' = \frac{14.618}{0,923 \times 18 \times 201,6} = 4,36 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Nous prendrons 1Ø16 + 3Ø10 et $\sigma_b = 0,02 \times 201,6 = 4,03 \text{ [MPa]} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$



Contrefort :

Les contreforts sont considérés comme des consoles encastrées dans les semelles et soumises aux efforts transmis par le rideau. Leur section est en forme de T.

On prévoit des armatures horizontales servant, d'une part, d'armature transversales et, d'autre part à assurer l'ancrage du rideau dans le contrefort.

Le pression p agissant sur le rideau dont l'écartement des contreforts est 3 m est :

$$P = 0,528 \times 16.000 \times (6,00 - 0,20) \times 3,00 = 146.957 \text{ [Nm]}$$

$$M = 146.957 \times \frac{(6,00 - 0,20)}{3} \times \frac{(6,00 - 0,20)}{2} = 823.941 \text{ [Nm]}$$

$$\mu_1 = \frac{823.941}{80 \times 185^2 \times 201,6} = 0,0015 \Rightarrow \beta_1 = 0,935$$

$$\Rightarrow k = 0.016$$

$$A' = \frac{823.941}{0,935 \times 185^2 \times 201,6} = 23,63 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Nous prendrons $4\emptyset 25 + 2\emptyset 16 = 23,65 \text{ [cm}^2\text{]}$.

$$\sigma_b = 0,016 \times 201,6 = 3,23 \text{ [MPa]} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}.$$

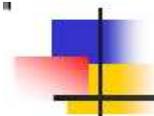
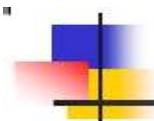


Tableau C : Valeur de β_1 , k, et ρ_1 en fonction de μ_1

μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1
0,5222	0,680	1,600	76,80	0,0394	0,770	0,148	5,12	0,0087	0,860	0,048	1,01
0,4498	0,682	1,382	65,95	0,0381	0,772	0,144	4,93	0,0084	0,862	0,047	0,97
0,3940	0,684	1,215	57,61	0,0368	0,774	0,140	4,76	0,0081	0,864	0,046	0,94
0,3498	0,686	1,082	51,00	0,0356	0,776	0,137	4,59	0,0078	0,866	0,045	0,90
0,3139	0,688	0,975	45,63	0,0344	0,778	0,133	4,43	0,0075	0,868	0,044	0,87
0,2842	0,690	0,886	41,19	0,0333	0,780	0,129	4,27	0,0072	0,870	0,043	0,83
0,2591	0,692	0,812	37,45	0,0322	0,782	0,126	4,12	0,0070	0,872	0,042	0,80
0,2377	0,694	0,746	34,26	0,0312	0,784	0,123	3,98	0,0067	0,874	0,041	0,77
0,2193	0,696	0,691	31,51	0,0302	0,786	0,120	3,84	0,0064	0,876	0,039	0,73
0,2032	0,698	0,642	29,11	0,0292	0,788	0,117	3,70	0,0061	0,878	0,038	0,70
0,1890	0,700	0,600	27,00	0,0282	0,790	0,114	3,58	0,0059	0,880	0,037	0,67
0,1764	0,702	0,562	25,13	0,0273	0,792	0,111	3,45	0,0057	0,882	0,037	0,65
0,1652	0,704	0,528	23,47	0,0265	0,794	0,108	3,33	0,0055	0,884	0,036	0,62
0,1551	0,706	0,498	21,97	0,0256	0,796	0,105	3,22	0,0052	0,886	0,035	0,59
0,1460	0,708	0,472	20,63	0,0248	0,798	0,103	3,11	0,0050	0,888	0,034	0,57
0,1378	0,710	0,446	19,41	0,0240	0,800	0,100	3,00	0,0048	0,890	0,033	0,54
0,1303	0,712	0,423	18,30	0,0232	0,802	0,097	2,90	0,0046	0,892	0,032	0,52
0,1233	0,714	0,403	17,28	0,0225	0,804	0,095	2,80	0,0044	0,894	0,031	0,49
0,1170	0,716	0,384	16,35	0,0218	0,806	0,093	2,70	0,0042	0,896	0,030	0,47
0,1112	0,718	0,366	15,49	0,0211	0,808	0,091	2,61	0,0040	0,898	0,029	0,45
0,1058	0,720	0,350	14,70	0,0204	0,810	0,088	2,52	0,0038	0,900	0,029	0,43
0,1008	0,722	0,335	13,97	0,0197	0,812	0,086	2,43	0,0034	0,905	0,027	0,38
0,0962	0,724	0,321	13,29	0,0191	0,814	0,084	2,35	0,0030	0,910	0,025	0,33
0,0919	0,726	0,308	12,65	0,0185	0,816	0,082	2,27	0,0026	0,915	0,023	0,29
0,0878	0,728	0,296	12,06	0,0179	0,818	0,080	2,19	0,0023	0,920	0,021	0,25
0,0840	0,730	0,284	11,51	0,0173	0,820	0,078	2,11	0,0020	0,925	0,019	0,22
0,0805	0,732	0,273	10,99	0,0168	0,822	0,076	2,04	0,0017	0,930	0,018	0,19
0,0771	0,734	0,263	10,51	0,0162	0,824	0,075	1,97	0,0015	0,935	0,016	0,16
0,0740	0,736	0,254	10,05	0,0157	0,826	0,073	1,90	0,0012	0,940	0,015	0,13
0,0710	0,738	0,245	9,62	0,0152	0,828	0,071	1,83	0,0010	0,945	0,013	0,11
0,0682	0,740	0,236	9,22	0,0147	0,830	0,069	1,77	0,0008	0,950	0,012	0,09
0,0656	0,742	0,228	8,84	0,0142	0,832	0,068	1,71	0,0007	0,955	0,010	0,07
0,0630	0,744	0,221	8,47	0,0137	0,834	0,066	1,65	0,0005	0,960	0,009	0,05
0,0606	0,746	0,214	8,13	0,0133	0,836	0,065	1,59	0,0004	0,965	0,008	0,04
0,0584	0,748	0,207	7,81	0,0128	0,838	0,063	1,53	0,0003	0,970	0,007	0,03
0,0562	0,750	0,200	7,50	0,0124	0,840	0,062	1,48	0,0002	0,975	0,005	0,02
0,0542	0,752	0,194	7,21	0,0120	0,842	0,060	1,42	0,0001	0,980	0,004	0,01
0,0522	0,754	0,188	6,93	0,0116	0,844	0,059	1,37	0,0000	0,990	0,002	0,00
0,0504	0,756	0,182	6,66	0,0112	0,846	0,057	1,32				
0,0486	0,758	0,177	6,41	0,0108	0,848	0,056	1,27				
0,0469	0,760	0,171	6,17	0,0104	0,850	0,055	1,23				
0,0453	0,762	0,166	5,94	0,0101	0,852	0,053	1,18				
0,0437	0,764	0,161	5,72	0,0097	0,854	0,052	1,14				
0,0422	0,766	0,157	5,51	0,0094	0,856	0,051	1,10				
0,0408	0,768	0,153	5,31	0,0090	0,858	0,049	1,05				



Annexe 9 : Calcul des ouvrages de génie civil

L'ouvrage de prise

L'ouvrage de prise fonctionne comme un orifice noyé de section circulaire. Pour son dimensionnement, on a utilisé la formule d'un orifice suivante :

$$Q_p = \mu \times S_p \sqrt{2g\Delta h_p}$$

Où Q_p : le débit à évacuer en [m³/s]

S_p : section de la prise en [m²]

Δh_p : Différence de niveau d'eau en amont et en aval en [m]

μ : Coefficient du débit qui est égal à 0,6 pour un orifice noyé.

Le niveau d'eau en amont est de 4,5 [m] et le niveau de l'eau dans le canal d'aménagé est de 0,10 [m].

$$\Delta h_p = 4,50 - 0,10 = 4,4 \text{ [m].}$$

Calcul de la section de l'orifice :

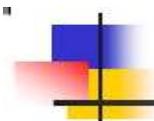
On sait que

$$Q_p = \mu \times S_p \sqrt{2g\Delta h_p} \Rightarrow S_p = \frac{Q_p}{\mu \times \sqrt{2g \times \Delta h}}$$
$$\Rightarrow S_p = \frac{0,05}{0,6 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 4,4}} = 0,009 \text{ [m}^2\text{]}$$

Calcul du diamètre de l'orifice :

La section de l'orifice est circulaire, donc on a :

$$S_p = \frac{\pi \phi_p^2}{4} \Rightarrow \phi_p = \sqrt{\frac{4 \times S_p}{\pi}}$$
$$\Rightarrow \phi_p = \sqrt{\frac{4 \times 0,009}{3,14}} = 0,11 \text{ [m]}$$
$$\Rightarrow \phi_p = 11 \text{ [cm]}$$



Canal d'amené

Le canal d'amené est en maçonnerie de section rectangulaire. Sa longueur est de 1191,6 m et divisé en 2 tronçons à cause de la variation de la pente.

Le calcul de dimensionnement est fait par calage hydraulique à l'aide de la formule de MANNING STRICKER qui est définie par :

$$Q = K_1 \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

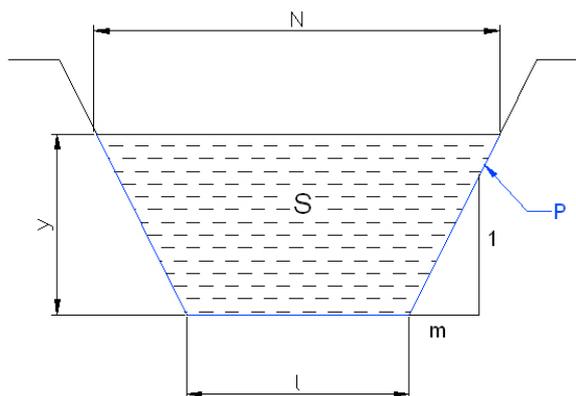
Où Q : débit en [m³/s]

K₁ : coefficient dépendant de la rugosité de la paroi

S : section mouillée en [m²]

R : rayon hydraulique en [m]

I : pente du canal.



avec $S = l \times y$

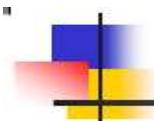
l : largeur du plafond du canal en [m]

y : Hauteur d'eau dans le canal en [m]

La formule générale donnant le rayon hydraulique est :

$$R = \frac{S}{P}$$

$$S = y(l + my) \quad \text{et} \quad P = l + 2y\sqrt{1 + m^2}$$



P : périmètre mouillé.

$$R = \frac{y(l + my)}{l + 2y\sqrt{1 + m^2}}$$

m : fruit du canal ; pour un canal de section rectangulaire m = 0

Alors R devient :

$$R = \frac{ly}{l + 2y}$$

On cherche alors les dimensions du canal susceptible d'écouler un débit de Q = 0,05 m³/s.

Le calcul par calage hydraulique se fait à l'aide d'une feuille de calcul excel. On cherche la hauteur d'eau y qui peut fournir le débit Q tout en fixant la valeur du plafond l.

Pour le tronçon I :

On a un canal rectangulaire, posons y = 0,10 [m], l = 0,35 [m], (K₁ = 60 pour un canal en maçonnerie).

La pente du canal est 29‰

$$N = l \text{ et } m = 0$$

$$S = 0,10 \times 0,35 = 0,035 \text{ [m}^2\text{]}$$

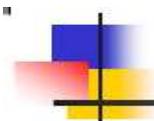
$$P = 0,35 + (2 \times 0,10) = 0,55 \text{ [m]}$$

$$R = \frac{0,035}{0,55} = 0,06 \text{ [m].}$$

$$Q = 60 \times 0,035 \times 0,06^{2/3} \times 0,029^{1/2} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'écart DQ/D(%) : c'est l'écart des valeurs entre Q posé et Q calculé par le calage.

K ₁	S (m ²)	R (m)	l	Q (m ³ /s)	V (m/s)	l (m)	y (m)	L (m)	DQ/D(%)
60	0,03	0,06	0,029	0,05	1,56	0,35	0,1	990	2,9



Pour le tronçon II,

Posons $y = 0,09$ m, $l = 0,20$ m, ($K = 60$ pour un canal en maçonnerie).

La pente du canal est 176‰

$$N = l \text{ et } m = 0$$

$$S = 0,09 \times 0,20 = 0,02 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = 0,20 + (2 \times 0,09) = 0,38 \text{ [m]}$$

$$R = \frac{0,018}{0,38} = 0,04 \text{ [m].}$$

$$Q = 60 \times 0,018 \times 0,05^{\frac{2}{3}} \times 0,176^{\frac{1}{2}} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

K	S (m ²)	R (m)	l	Q (m ³ /s)	V (m/s)	l (m)	y (m)	L (m)	DQ/D(%)
60	0,02	0,04	0,19	0,05	2,5	0,2	0,08	201,6	3,9

Perte de charge :

La perte de charge dans le canal d'amené est celle de la perte de charge linéaire. En effet, la perte de charge entre la prise et la chambre de mise en charge est seulement due à la résistance du liquide qui est proportionnelle à la pente et à la longueur du canal. Elle peut se calculer à l'aide de la formule :

$$J = I \cdot L$$

Où I est la pente du canal

L est la longueur totale du canal en [m].

Dans le tronçon I, on a :

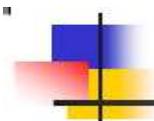
$$J_1 = 0,029 \times 990 = 28,71 \text{ [m].}$$

Dans le tronçon II,

$$J_2 = 0,19 \times 201,6 = 38,30 \text{ [m].}$$

Donc la perte de charge totale dans le canal d'amené est :

$$J_1 + J_2 = 28,71 + 38,30 = 67,01 \text{ [m].}$$



Dimensionnement de la chambre de mise en charge

La chambre de mise en charge est comme un réservoir d'eau mais seulement, elle est à l'air libre. Sa dimension est faite de manière à ce que la conduite forcée ne soit privée d'eau et qu'il n'y a pas de pénétration d'air.

La conduite fonctionne comme un orifice et la hauteur d'eau au dessus de la conduite est déterminée par la formule de l'orifice :

$$Q = \mu S \sqrt{2gh} \Rightarrow h = \frac{\left(\frac{Q}{\mu S}\right)^2}{2g}$$

Où μ : est un coefficient de débit d'un orifice noyé : 0,60

S' : est la section de la conduite forcée en m^2 .

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

Le diamètre de la conduite forcée est $\varnothing = 0,20$ [m]

$$S' = \frac{\pi \varnothing^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,20^2}{4} = 0,035 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{\left(\frac{0,06}{0,60 \times 0,035}\right)^2}{2 \times 9,81} = 0,41 \text{ [m]}$$

Profondeur de la chambre

La hauteur d'eau au dessus de la conduite est donc $0,41 - \frac{0,21}{2} = 0,31$ [m]

Mais on doit prévoir une revanche de 0,25 [m] et un dessableur, qui se trouve au fond de la chambre, de 0,25[m].

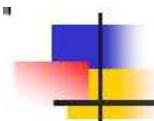
La profondeur de la chambre sera donc

$$H_c = 0,31 + 2(0,25) + 0,20 = 1,52 \text{ [m]}$$

Le rayon de succion

Le rayon de succion sphérique r est équivalent à $\frac{h}{\sqrt{2}}$

$$r = \frac{0,41}{1,414} = 29 \text{ cm}$$



Largeur de la chambre

Son plafond l_c dépend du nombre, du diamètre de la (des) conduite(s) forcée(s) et du rayon de succion de l'écoulement, de la charge de l'orifice,

On a

$$l_c = 2r + 2h + x + \emptyset = (2 \times 0,29) + (2 \times 0,41) + 0,50 + 0,20 = 2,11 \text{ m}$$

$$l_c = 2,11 \text{ [m]}.$$

Longueur

Pour la longueur de la chambre, la longueur la plus économique est équivalent à :

$$L_C = 2 \times l_c = 4 \text{ [m]}$$

Volume de la chambre :

Le volume de la chambre sera donc :

$$V = L_C \times l_c \times H_C = 4 \times 2,11 \times 1,52 = 12,5 \text{ [m}^3\text{]}$$

Perte de charge : (source : Technique rurales en Afrique, par la SOGETHA)

La formule générale de la perte de charge dans un raccordement entre deux canaux est la suivante :

$$J = K \frac{V^2}{2g}$$

V étant la vitesse d'écoulement dans le canal d'aménagé tronçon II.

K étant un coefficient variable, avec le type de raccordement.

Pour celle de la chambre de mise en charge, on un raccordement divergent.

Dans ce cas, on a K = 0,20

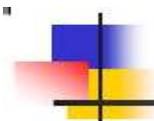
$$\text{Alors, } J = 0,20 \times \frac{2,90^2}{2 \times 9,81} = 0,085 \text{ [m]}.$$

Dimensionnement de la conduite forcée

Le diamètre de la conduite forcée est déterminé à l'aide de la formule :

$$\emptyset = 2,69 \left(\frac{n^2 Q^2 L}{H} \right)^{0,1875}$$

(Source: layman's book, how to develop a small hydro site; par le dr ingénieur CELSO PENCHE).



Où n : coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Pour une conduite en acier soudé, $n = 0,015$

Q : débit à évacuer en $[m^3/s]$

L : longueur de la conduite forcée en $[m]$

H : hauteur de chute brute en $[m]$.

$$\varnothing = 2,69 \left(\frac{(0,015)^2 \times (0,05)^2 \times (360)}{240,21} \right)^{0,1875} = 0,20 [m]$$

✳ Calcul de la pression agissant à la paroi de la conduite forcée.

La pression agissant à la paroi de la conduite est :

$$P_n = \rho \cdot g \cdot H$$

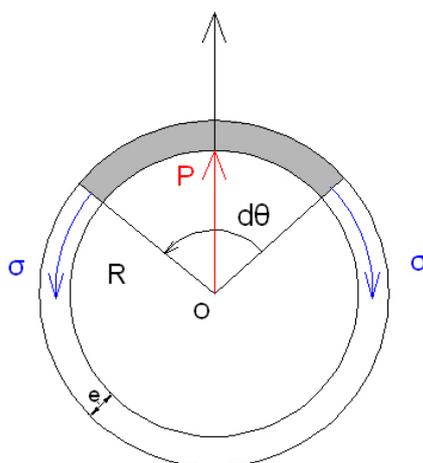
ρ est la masse volumique de l'eau = $10^{-4} [daN/cm^3]$

$$P_n = 10^{-4} \times 9,81 \times 24021 = 23,56 [daN / cm^3].$$

$$P_n = 23,56 [daN / cm^3].$$

✳ Calcul de l'épaisseur e de la conduite

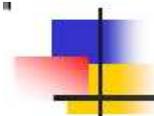
D'après la résistance des matériaux :



P : P_n , pression au niveau de la paroi de la conduite $[daN/cm^3]$.

σ : est résistance limite de l'acier, $\sigma = 24 MPa = 240 daN / cm^2$.

e : épaisseur de la conduite forcée $[mm]$.



$$\sum \text{proj}(oy) = 0 \Rightarrow P.R. d\theta - 2\sigma \cdot e \sin\left(\frac{d\theta}{2}\right) = 0$$

Or $d\theta$ est très petit, alors $\sin\left(\frac{d\theta}{2}\right) = \frac{d\theta}{2}$.

$$\Rightarrow P.R = \sigma \cdot e \text{ et } R = \frac{\phi}{2}$$

D'où, l'épaisseur de la conduite est:

$$e = \frac{P_n \cdot \phi}{2 \cdot \sigma}$$

$$e = \frac{23,56 \times 13}{2 \cdot 240} = 0,63 \text{ [cm]} \approx 6 \text{ [mm]}.$$

✳ Calcul de la vitesse de l'eau à l'intérieur de la conduite :

On sait que $Q = V \times S \Rightarrow V = \frac{Q}{S}$

Où V est la vitesse de l'eau à l'intérieur de la conduite en [m/s]

S est la section de la conduite en [m].

$$V = \frac{0,05}{\frac{3,14 \times (0,13)^2}{4}} = 3,76 \text{ [m/s]}$$

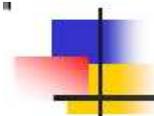
✳ Calcul des pertes de charge

Perte de charge linéaire :

L'expression générale des pertes de charges linéaires s'écrit :

$$j = \lambda \frac{1}{D} \frac{U^2}{2g} \text{ où } j \text{ est la perte de charge par mètre de la conduite, } U \text{ est la vitesse}$$

moyenne, D est le diamètre, et λ est un coefficient sans dimension.



L'expression de la perte de charge totale peut s'écrire :

$$J = L m Q^2 \quad \text{où} \quad m = \lambda \frac{1}{D} \cdot \frac{1}{2gS^2}$$

Chezy a établi la formule donnant la valeur de m qui est égale à $m = \frac{6,48}{C^2} \cdot D^{-5}$

La formule de Bazin donne la valeur de $C = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}}$

Pour un tuyau en acier lisse $\gamma = 0,10$

R est le rayon hydraulique, $R = \frac{3,14 \times (0,13)^2}{2 \times 3,14 \times \frac{0,20}{2}} = 0,05 \text{ [m]}$

$$C = \frac{87\sqrt{0,05}}{0,10 + \sqrt{0,05}} = 66,11$$

$$m = \frac{6,48}{(66,11)^2} \cdot (0,13)^{-5} = 3,63 \text{ [s}^2 \cdot \text{m}^{-5}\text{]}$$

d'où la perte de charge linéaire totale dans la conduite est :

$$J = 360 \times 3,63 \times (0,06)^2 = 4,70 \text{ [m]}$$

Perte de charge singulière :

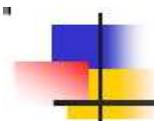
A l'entrée de la conduite forcée, il y a un étranglement. La perte de charge due à cet étranglement est :

$$J = K \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{source : Technique rural en Afrique, par la SOGETHA})$$

V étant la vitesse en aval de l'ouvrage en [m/s]

K = 0,5 un coefficient donnée pour cet étranglement.

$$\text{Alors } J = 0,5 \times \frac{2^2}{2 \times 9,81} = 0,10 \text{ [m]}$$



Dimensionnement du bassin de dissipation de l'évacuateur de crue :

Pour le dimensionnement du bassin dissipateur d'énergie, NEYRPIC a préconisé la formule, déterminant le volume du bassin, suivante :

$$V_b = \frac{Q_s \times Z}{150}$$

Q_s : débit du déversoir de crue, soit $Q_s = 16.000$ [l/s].

Z : hauteur de chute de l'eau du déversoir, $Z = 4,25$ [m].

V : volume du bassin en [m³].

On a alors, $V_b = \frac{16.000 \times 4,25}{150} = 453$ [m³]

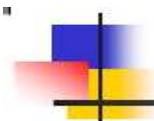
La longueur de déversoir est :

$$L = 1,5 \times Z = 1,5 \times 4,25 = 6,38 \approx 6$$
 [m]

On a un débit très important, alors posons sa profondeur du bassin $h_b = 2$ [m]

Alors la largeur l_b du bassin est :

$$l_b = \frac{V_b}{L_b \times h_b} = \frac{453}{6,38 \times 2} = 35,5 \approx 36$$
 [m]



Annexe 10 : Dimensionnement de la turbine

La hauteur de chute brute est $H = 240,21[m]$.

La hauteur de chute nette est $H_n = 227[m]$.

✿ Puissance caractéristique de la turbine :

C'est une puissance permettant le choix du type de turbine Pelton auprès des fournisseurs.

Pour un rendement constant, elle peut être calculée à partir de la formule de similitude suivante :

$$P_2 = P_1 \left(\frac{H_n}{H_1} \right)^{3/2}$$

Source: "Layman's book : how to develop a small hydro site" par le ESHA (European Small Hydropower Association).

Où P_i est la puissance caractéristique de la turbine en [KW]

H_i est la hauteur de chute nette

Dans le catalogue de référence, on a $H_1 = 200$ m et $P_1 = 10.000$ [KW].

$$P_2 = 10.000 \left(\frac{227}{200} \right)^{3/2} = 12.100 [KW]$$

✿ La vitesse de rotation N :

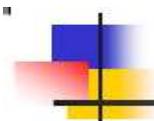
Pour un rendement constant, la vitesse de rotation N peut être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$N = N_1 \left(\frac{P_1}{P_2} \right)^{1/3}$$

Source: "Layman's book : how to develop a small hydro site" par le ESHA (European Small Hydropower Association).

Où N_i est la vitesse de rotation de la turbine en [tr/min].

P_i Puissance caractéristique de la turbine en [KW].



C'est une formule de référence dont P_1 et N_1 sont déjà connus à partir d'un catalogue de référence.

Soit $P_1 = 10.000$ [KW] , $N_1 = 300$ [tr/min].

$$N = 300 \times \left(\frac{10.000}{12.100} \right)^{1/3} = 281 [\text{tr/min}]$$

Diamètre de la roue :

$$D = 38.567 \left(\frac{\sqrt{H_n}}{N} \right)$$

Source : « Manuel de l'ingénierie et d'études de cas RETSCREEN » par le centre de la technologie de CANMET Canada.

$$D = 38.567 \left(\frac{\sqrt{227}}{281} \right) = 2 [\text{m}]$$

Diamètre du jet ϵ :

La vitesse à la sortie de l'injecteur peut être calculée par la formule :

$$C_1 = 0,95 \sqrt{2 \times g \times H_n}$$

Source : « Manuel de l'ingénierie et d'études de cas RETSCREEN » par le centre de la technologie de CANMET Canada.

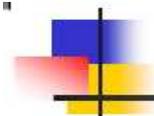
$$C_1 = 0,95 \sqrt{2 \times 9,81 \times 227} = 63 [\text{m/s}]$$

La section du jet A peut être obtenue par la relation suivante :

$$Q = C_1 \times A \Rightarrow A = \frac{Q}{C_1}$$

$$A = \frac{0,05}{63} = 0,001 [\text{m}^2]$$

$$\text{Or } A = \frac{\pi \epsilon^2}{4} \Rightarrow \epsilon = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$



$$\varepsilon = \sqrt{\frac{4 \times 0,001}{3,14}} = 0,036 \text{ [m]} = 36 \text{ [cm]}$$

Vitesse spécifique :

$$n_s = N \frac{(P_{\text{installéeCV}})^{1/2}}{H_{\text{nette}}}$$

$$n_s = 281 \times \frac{\sqrt{99 \times 1,36}}{227} = 4 \text{ [m/s]}.$$

Pour la 2^{ème} turbine, la procédure de calcul est la même mais seulement, on prend $P_{\text{installée}} = 45 \text{ [KW]}$ et $Q = 20 \text{ [l/s]}$



Annexe 11 : Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP :

L'évapotranspiration est la transformation de l'eau de l'état liquide à l'état gazeux sous l'effet de la température. La transpiration est l'ensemble de phénomène physiologique se trouvant dans la plante pour la transformation de l'eau en vapeur.

L'évapotranspiration potentielle, dans les conditions climatiques données, est l'évapotranspiration maximale lorsque le sol est pourvu d'eau ou lorsqu'on est en présence de surplus d'eau. Elle dépend de type de végétation.

Différente formules ont été élaborées pour le calcul de l'ETP notamment :

- ✓ La formule de THORNTWAIT
- ✓ La formule de TURC
- ✓ La formule de PENMAN.

La formule de PENMAN :

Cette formule est obtenue à l'aide d'une démonstration mathématique, basée sur la combinaison des équations d'aérodynamiques à celle du bilan énergétique. Elle utilise presque les données climatiques à part les données pluviométriques.

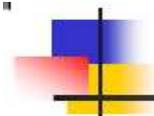
La formule de TURC :

TURC a établie une formule permettant de calculer l'ETP en considérant les données suivantes ; températures, rayonnement solaires, durées d'insolation, nombre maximal d'heures du soleil et l'humidité relative de chaque mois.

La formule de THORNTWAIT :

La formule de THORNTWAIT est basée sur les données de températures moyennes mensuelles. Elle introduit aussi des coefficients de correction dépendant de la latitude du milieu à étudier.

La méthode la plus efficace pour la détermination de l'ETP est celle qui utilise plusieurs données. Dans le cas du territoire considéré, on va utiliser la méthode de THORNTWAIT car seul les données de températures qui sont disponibles.



Mois année	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Juin.	juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
2002	26,5	26,8	26,3	25,4	24,8	23,8				26,6	26,8	26,8
2003	26,1	26,6	26,5	24,9	22,9	19,6	18,8	21,33	23,3	24,6	26	26,7
2004	25,8	33,8	25,8	25,4	21,4					26,7	25,6	27,4
2005	26,5	27,4	27,1	25,6	22,8	19,6	19,8	22,4	21,7	23	24,7	25,8
2006		24,4	25,5							28	26,9	27,6
Température moyenne TM en [°C]	26	27,8	26,3	25,4	22,8	19,6	19,3	21,9	22,5	25,8	26	26,9

Selon THORNTWAIT, $ETP = \lambda \cdot ETP_{nc}$

Où ETP_{nc} est l'ETP non corrigée qui est défini par la formule :

$$ETP_{nc} = 1,6 \left[\frac{10t}{I} \right]^a$$

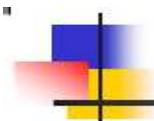
t est la température moyenne en [°C].

$$I = \sum_{i=1}^{12} i \quad , \quad i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1,51} \quad \text{et} \quad a = 0,016I + 0,5$$

λ est le coefficient en fonction de la latitude et du mois.

Calcul de l'ETP THORNTWAIT

	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Juin.	juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
TM [°C]	26	27,8	26,3	25,4	22,8	19,6	19,3	21,9	22,5	25,8	26	26,9
i	12,3	13	12,5	11,9	9,9	7,9	7,7	9,3	9,7	12,3	12,4	12,7
ETP_{nc}	96,6	106,3	99,1	90,6	66,9	45,1	43,3	59,9	64,6	96	98	102,2
λ	1,1	1	1,1	1	1	0,9	1	1	1	1,1	1,1	1,2
ETP	110,1	106,3	104	87,8	64,2	41	41,1	59,3	64,6	103,7	106,8	117,6



Annexe 12 : Calcul du Besoin en eau de la riziculture :

Calcul nécessaire pour l'évaluation des débits fictifs continus :

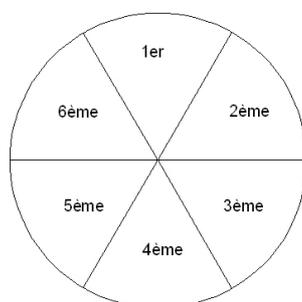
Cycle du riz est 6 mois.

Etalement de repiquage est 6 semaines.

On divise la superficie en 6 parties égales.

Les différentes valeurs des coefficients culturaux K_C :

	1 ^{er} mois	2 ^{ème} mois	3 ^{ème} mois	4 ^{ème} mois	5 ^{ème} mois	6 ^{ème} mois
K_C	1,1	1,1	1,08	1	1	0,95



Etalement de repiquage de 6 semaines.

mois	Janv.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	juin	Juil
Valeur de K_C	$4/6 \times 1,1$	$4/6 \times 1,1 + 2/6 \times 1,1$	$4/6 \times 1,1 + 2/6 \times 1,05$	$4/6 \times 1,05 + 2/6 \times 1$	$4/6 \times 1 + 2/6 \times 0,95$	$4/6 \times 0,8 + 2/6 \times 0,95$	$2/6 \times 0,8$
Mise en boue [mm]	$4/6 \times 150$	$2/6 \times 150$					
Remplissage de clos [mm]	$4/6 \times 100$	$2/6 \times 100$					
Sarclage [mm]		$4/6 \times 100$	$2/6 \times 100$				
Entretien [mm]			$4/6 \times 50$	$2/6 \times 50 + 4/6 \times 50$	$2/6 \times 50 + 4/6 \times 50$	$2/6 \times 50 + 4/6 \times 50$	$2/6 \times 50$

Mois de Janvier

$P_{5,S} = 252,5$ [mm]

$P_e = \min [0,8 P_{5,S} ; 100] = \min [252,5 , 100] = 100$ [mm]

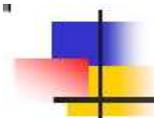
ETP = 110,1 [mm]

ETM = K_C . ETP = $0,7 \times 110,1 = 80,2$ [mm]

Besoin de la plante $B = K_C \cdot ETP - P_e = 86,2 - 100 = -13,8 < 0 \Rightarrow B = 0$

Besoin absolue $B_a = MB + RP = \left(\frac{4}{6} \times 150\right) + \left(\frac{4}{6} \times 100\right) = 166,7$ [mm].

Besoin net $B_N = B_a + B = 166,7 + 0 = 166,7$ [mm] = 1667 [m³/ha].



$$BTB = \frac{B_N}{e_g} = \frac{1667}{0,5} = 3333,3 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

$$q = \frac{BTB \times 1000}{30 \times 24 \times 3600} = 1,3 \text{ [l/s/ha].}$$

Alors pour la superficie irriguée de 35,5 ha,

$$Q_N = q \times S = 1,3 \times 35,5 = 46 \text{ [l/s].}$$

Mois de Fevrier :

$$P_{5,S} = 201,5 \text{ [mm]}$$

$$P_e = \min [0,8 P_{5,S} ; 100] = \min [161,2 ; 100] = 100 \text{ [mm]}$$

$$ETP = 106,3 \text{ [mm]}$$

$$ETM = K_C \cdot ETP = 1,1 \times 106,3 = 117 \text{ [mm]}$$

$$\text{Besoin de la plante } B = K_C \cdot ETP - P_e = 117 - 100 = 17 \text{ [mm]}$$

$$\text{Besoin absolue } B_a = MB + RP + \text{Assec} = \left(\frac{2}{6} \times 150\right) + \left(\frac{2}{6} \times 100\right) + \left(\frac{4}{6} \times 100\right) = 150 \text{ [mm].}$$

$$\text{Besoin net } B_N = B_a + B = 150 + 17 = 167 \text{ [mm]} = 1670 \text{ [m}^3\text{/ha].}$$

$$BTB = \frac{B_N}{e_g} = \frac{1711}{0,5} = 3339,6 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

$$q = \frac{BTB \times 1000}{30 \times 24 \times 3600} = 1,3 \text{ [l/s/ha].}$$

Alors pour la superficie irriguée de 35,5 ha,

$$Q_N = q \times S = 1,3 \times 35,5 = 46 \text{ [l/s].}$$

Mois de Mars

$$P_{5,S} = 193,7 \text{ [mm]}$$

$$P_e = \min [0,8 P_{5,S} ; 100] = \min [154,96 ; 100] = 100 \text{ [mm]}$$

$$ETP = 104 \text{ [mm]}$$

$$ETM = K_C \cdot ETP = 1,07 \times 104 = 111 \text{ [mm]}$$

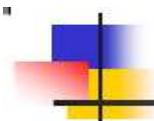
$$\text{Besoin de la plante } B = K_C \cdot ETP - P_e = 111 - 100 = 11 \text{ [mm]}$$

$$\text{Besoin absolue } B_a = \text{Assec} + \text{Entretien} = \left(\frac{2}{6} \times 100\right) + \left(\frac{4}{6} \times 50\right) = 66,7 \text{ [mm].}$$

$$\text{Besoin net } B_N = B_a + B = 66,7 + 11 = 77,6 \text{ [mm]} = 776 \text{ [m}^3\text{/ha].}$$

$$BTB = \frac{B_N}{e_g} = \frac{776}{0,5} = 1552,5 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

$$q = \frac{BTB \times 1000}{30 \times 24 \times 3600} = 0,6 \text{ [l/s/ha].}$$



Alors pour la superficie irriguée de 35,5 ha,

$$Q_N = q \times S = 0,6 \times 35,5 = 21 \text{ [l/s]}.$$

Mois d'Avril

$$P_{5,S} = 73,8 \text{ [mm]}$$

$$P_e = \min [0,8 P_{5,S} ; 100] = \min [59,04, 100] = 59,04 \text{ [mm]}$$

$$ETP = 87,8 \text{ [mm]}$$

$$ETM = K_C \cdot ETP = 1,02 \times 87,8 = 89,3 \text{ [mm]}$$

$$\text{Besoin de la plante } B = K_C \cdot ETP - P_e = 89,3 - 59,04 = 30,3 \text{ [mm]}$$

$$\text{Besoin absolue } B_a = \text{Entretien} = \left(\frac{2}{6} \times 50\right) + \left(\frac{4}{6} \times 50\right) = 50 \text{ [mm]}.$$

$$\text{Besoin net } B_N = B_a + B = 50 + 30,3 = 80,3 \text{ [mm]} = 803 \text{ [m}^3\text{/ha]}.$$

$$BTB = \frac{B_N}{e_g} = \frac{803}{0,5} = 1605,1 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

$$q = \frac{BTB \times 1000}{30 \times 24 \times 3600} = 0,6 \text{ [l/s/ha]}.$$

Alors pour la superficie irriguée de 35,5 ha,

$$Q_N = q \times S = 0,6 \times 35,5 = 22 \text{ [l/s]}.$$

Mois de Mai

$$P_{5,S} = 20,3 \text{ [mm]}$$

$$P_e = \min [0,8 P_{5,S} ; 100] = \min [16,24, 100] = 16,24 \text{ [mm]}$$

$$ETP = 64,2 \text{ [mm]}$$

$$ETM = K_C \cdot ETP = 0,97 \times 64,2 = 62 \text{ [mm]}$$

$$\text{Besoin de la plante } B = K_C \cdot ETP - P_e = 62 - 16,24 = 45,8 \text{ [mm]}$$

$$\text{Besoin absolue } B_a = \text{Entretien} = \left(\frac{2}{6} \times 50\right) + \left(\frac{4}{6} \times 50\right) = 50 \text{ [mm]}.$$

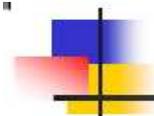
$$\text{Besoin net } B_N = B_a + B = 50 + 45,8 = 95,8 \text{ [mm]} = 958 \text{ [m}^3\text{/ha]}.$$

$$BTB = \frac{B_N}{e_g} = \frac{958}{0,5} = 1915,5 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

$$q = \frac{BTB \times 1000}{30 \times 24 \times 3600} = 0,7 \text{ [l/s/ha]}.$$

Alors pour la superficie irriguée de 35,5 ha,

$$Q_N = q \times S = 0,7 \times 35,5 = 26 \text{ [l/s]}.$$



Mois de Juin

on a :

$Q_N = 23$ [l/s]

Mois de juillet

$P_{5,S} = 4,6$ [mm]

$P_e = \min [0,8 P_{5,S} ; 100] = \min [3,68 , 100] = 3,68$ [mm]

$ETP = 41,1$ [mm]

$ETM = K_C \cdot ETP = 0,28 \times 3,68 = 62$ [mm]

Besoin de la plante $B = K_C \cdot ETP - P_e = 11,7 - 3,68 = 8$ [mm]

Besoin absolue $B_a =$ Entretien = $\left(\frac{2}{6} \times 50 \right) = 16,7$ [mm].

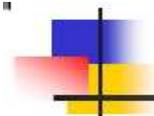
Besoin net $B_N = B_a + B = 16,7 + 8 = 24,6$ [mm] = 246 [m³/ha].

$BTB = \frac{B_N}{e_g} = \frac{246}{0,5} = 492,7$ [m³/ha]

$q = \frac{BTB \times 1000}{30 \times 24 \times 3600} = 0,2$ [l/s/ha].

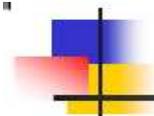
Alors pour la superficie irriguée de 35,5 ha,

$Q_N = q \times S = 0,2 \times 35,5 = 7$ [l/s].



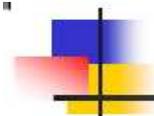
Annexe 13 : Valeur du coefficient régional B dans la formule de CTGREF :

Rivière	B
Ikopa à Bevomanga	49
Ikopa au Bac de Fiadanana	51
Androba à Tsinjony	50
Ikopa à Antsatrana	47
Betsiboka à Ambodiroka	46
Mangoro à Mangoro	47
Mania à Fasimena	45
Vohitra à Rogez	42
Namorona à Vohiparara	63
Mananantanana	50
Zomanadao à Ankaramena	49
Ihosy à Ihosy	47
Mahatsiatra à Malakialina	46
Mangoky à Banian	49
Mandrare à Amboasary	47
Mananara à Bevia	54
Sambirano	36



Annexe 14 : Devis estimatif du projet : tous les prix sont en AR :

DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QTE	PU	MONTANT
Lot I : Génie civil				
<u>Barrage et prise</u>				
Remblai de terre compacté	m ³	1704,96	5.500	9.377.280
Fouilles d'ouvrage	m ³	51	7.500	382.500
Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	49,38	165.000	8.147.700
Enduit	m ²	16,2	7.000	113.400
Coffrage en bois	m ³	17,5	7.000	122.500
Acier pour béton armé	kg	845	3.950	3.337.750
Sous total				21.337.750
<u>Canal d'amenée</u>				
Déblai pour mise à niveau TN	m ³	15,3	35.000	535.500
Maçonnerie de moellons 20 X 20	m ³	47,64	80.000	3.811.200
Mortier pour jointoiment	m ³	0,16	7.300	1.168
Enduit ordinaire	m ²	0,95	7.000	6.650
Béton dosé à 250 kg/m ³	m ³	0,74	280.000	208.425
Sous total				4.562.943
<u>Chambre de mise en charge</u>				
Fouille en déblai	m ³	4,15	7.500	31.125
Déblai pour mise à niveau TN	m ³	4	35.000	140.000
Maçonnerie de moellon	m ³	2,52	80.000	201.600
Béton de propreté dosé à 200 kg/m ³	m ³	0,528	125.000	66.000
Enduit ordinaire	m ²	56	7.000	392.000
Sous total				830.725
<u>Conduite forcée</u>				
Béton de propreté dosé à 200 kg/m ³	m ³	14	125.000	1.750.000
Déblai	m ³	97,5	7.500	731.250
Plots support de conduite en béton ordinaire dosé à 300kg/m ³	m ³	75	175.000	13.125.000
Enduit ordinaire	m ²	12,5	7.000	87.500
Sous total				15.693.750
<u>Usine et restitution</u>				
Fouille en déblai	m ³	123,5	7.500	926.250
Déblai pour mise à niveau TN	m ³	7,35	35.000	257.250
Maçonnerie de brique en terre cuite	m ³	36	65.000	2.340.000
Béton de propreté dosé à 200 kg/m ³	m ³	9,5	125.000	1.187.500
Enduit ordinaire	m ²	0,65	7.000	4.550
Acier	kg	150,12	3.950	593.000
Sous total				5.308.550
<u>Canaux d'irrigation</u>				
Fouille d'ouvrage	m ³	770	7.500	5.625.000
<u>Puisard pour pertuis de fond</u>				
Fouille d'ouvrage	m ³	1,92	7.500	14.400
Béton	m ³	1,72	280.000	481.600
Enduit ordinaire	m ³	0,2	7.000	1.400
vanne	U	3	50.000	150.000
Sous total				6.272.400



DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QTE	PU	MONTANT
Lots II : Equipement hydromécanique divers				
Vanne métallique pour la prise	U	1	8.640.000	8.640.000
Grille à l'entrée de la chambre de mise en charge	U	1	500.000	500.000
Grille à l'entrée de la prise	U	1	648.000	648.000
Vanne plate et pièce fixe de la conduite forcée	U	2	5.400.000	10.800.000
Conduite forcée	kg	865,8	30.000	25.974.000
Sous total				46.562.000
Lot III : Equipement électromécanique				
Turbines et vanne de gardes	U	2	20.000.000	40.000.000
régulations	U	2	15.000.000	30.000.000
alternateurs	U	1	47.500.000	47.500.000
Cellule et armoire électrique	U	1	7.000.000	7.000.000
Auxiliaire électrique (éclairage et courant continu...)	U	1	700.000	700.000
Sous total				118.900.000
Lot IV : Equipement de transport				
Câble 5,4 mm ²	km	10	4.600.000	46.000.000
transformateur	U	1	50.000.000	50.000.000
disjoncteur	U	1	1.200.000	1.200.000
Sous total				97.200.000
Finition et divers				
Carrelage et revêtement				1.100.000
Peinture et vitrerie				2.047.000
Plomberie sanitaire				531.000
Assainissement				439.000
Sous total				4.117.000
Total				323.648.498
10 % imprévus				32.364.850
20 % Main d'œuvre				64.729.700
Total				356.013.348
18 % TVA				64.082.403
TTC				387.730.901

Le cout total de l'aménagement est arrêté à la somme de TROIS CENT QUATRE VINGT SEPT MILLION SEPT CENT TRENTE MILLE NEUF CENT UN Ariary

Soit, le prix du kWh installée est environ 1937 US\$.

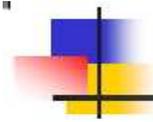


Annexe 15 : Calcul du Taux de Rentabilité Interne (TRI).

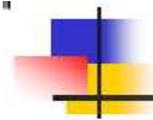
Année	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
RECETTES										
Consommation journalière	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624
Prix du kWh	525	536	546	557	568	580	591	603	615	627
Recette annuelle	94.827.600	122.962767	122.962767	122.962767	122.962767	122.962767	122.962767	122.962767	122.962767	122.962767
Superficie du périmètre irrigué(ha)	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5
Rendement (t/ha)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Production t	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71
Prix unitaire Ar/t	850.000	850.000	935.000	935.000	935.000	1.028.500	1.028.500	1.131.350	1.131.350	1.244.485
Recette annuelle d'irrigation	60.350.000	60.350.000	66.385.000	66.385.000	66.385.000	73.023.500	73.023.500	80.325.850	80.325.850	88.358.435
Frais culturaux 150.000/ha	550.000	561.000	572.220	583.664	595.338	607.244	619.389	631.777	644.413	657.301
Frais culturaux total	19.525.000	19.915.500	20.313.810	20.720.086	21.134.488	21.557.178	21.988.321	22.428.088	22.876.649	23.334.182
Entretien 150.000 AR			150.000	153.000	156.060	159.181	162.365	165.612	168.924	172.303
Dépenses	19.525.000	19.915.500	20.463.810	20.873.086	21.290.548	21.716.359	22.150.686	22.593.700	23.045.574	23.506.485
Bénéfice	40.825.000	40.434.500	45.921.190	45.511.914	45.094.452	51.307.141	50.872.814	57.732.150	57.280.276	64.851.950
Frais d'investissement ini.	116.319.270									
Annuité (dette 55% de VTE)		25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499



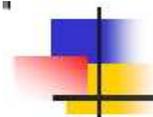
Année	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Charge fixe										
Salaires	5.428.233	5.971.056	6.568.161	7.224.978	7.947.475	8.742.223	9.616.445	10.578.090	11.635.899	12.799.489
Frais de maintenance	775.462	853.008	938.309	1.032.140	1.135.354	1.248.889	1.373.778	1.511.156	1.662.271	1.828.498
frais généraux	1.550.924	1.706.016	1.876.618	2.064.279	2.270.707	2.497.778	2.747.556	3.022.311	3.324.542	3.656.997
Dépense totale annuelle	124.073.888	33.578.579	34.431.587	35.369.896	36.402.036	37.537.389	38.786.278	40.160.056	416.712.212	43.333.483
BENEFICE BRUTE	11.578.712	103.580.073	110.148.238	110.773.826	111.336.860	118.467.085	118.877.815	126.499.199	126.714.712	134.846.227
Amortissement des équipements	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480
Amortissement des ouvrages génie civil	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771
BENEFICE IMPOSABLE	1.840.460	93.841.821	100.409.986	101.035.574	101.598.609	108.728.833	109.139.564	116.760.948	116.976.460	125.107.975
Impôt (30% du bénéfice imposable)	184.046	9.384.182	10.040.999	10.103.557	10.159.861	10.872.883	10.913.956	11.676.095	11.697.646	12.510.798
Bénéfice net d'impôts	1.646.414	84.457.639	90.368.988	90.932.017	91.438.748	97.855.950	98.225.607	105.084.853	105.278.814	112.597.178
CASH FLOWS	11.394.666	94.195.891	100.107.239	100.670.268	101.176.999	107.594.201	107.963.859	114.823.104	115.017.066	122.335.429
Facteur d'actualisation 14%	1	0,877	0,769	0,675	0,592	0,519	0,456	0,4	0,351	0,308
CASH FLOWS actualisée 14%	11.394.666	82.627.974	77.029.270	67.949.564	59.904.906	55.881.057	49.186.882	45.887.598	40.320.274	37.619.116



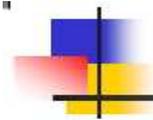
Année	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Facteur d'actualisation 15%	1	0,870	0,756	0,658	0,572	0,497	0,432	0,376	0,327	0,284
CASH FLOWS actualisée 15%	11.394.665	81.909.470	75.695.455	66.192.335	57.848.278	53.493.334	46.675.756	43.166.258	37.599.283	34.775.364
CASH FLOWS cumulée	11.394.665	93.304.136	168.999.591	235.191.926	293.040.204	346.533.538	393.209.294	436.375.552	473.974.834	508.750.198



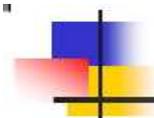
Année	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
RECETTES											
Consommation journalière	180.624	180.624	180.624	7	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624	180.624
Prix du kWh	640	653	666	679	693	707	721	735	750	765	780
Recette annuelle	115.594.315	117.906.202	120.264.326	122.669.612	125.123.004	127.625.464	130.177.974	132.781.533	135.437.164	138.145.907	140.908.825
Superficie du périmètre irrigué (ha)	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5
Rendement (t/ha)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Production t	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71
Prix unitaire Ar/t	1.244.485	1368.934	1.505.827	1.656.410	1.822.050	2.004.256	2.204.681	2.425.149	2.667.664	2.934.431	3.227.874
Recette annuelle d'irrigation	88.358.435	97.194.279	106.913.706	117.605.077	129.365.585	142.302.143	156.532.357	172.185.593	189.404.153	208.344.568	229.179.025
Frais culturaux 150.000/ha	670.447	683.856	697.533	711.484	725.713	740.228	755.032	770.133	785.535	801.246	817.271
Frais culturaux total	23.800.866	24.276.883	24.762.421	25.257.669	25.762.823	26.278.079	26.803.641	27.339.714	27.886.508	28.444.2382	29.013.123
Entretien 150.000 AR	175.749	179.264	182.849	186.506	190.236	194.041	197.922	201.880	205.918	210.036	214.237
Dépenses	23.976.615	24.456.147	24.945.270	25.444.176	25.953.059	26.472.120	27.001.563	27.541.594	28.092.426	28.654.274	29.227.360
Bénéfice	64.381.820	72.738.131	81.968.436	92.160.901	103.412.526	115.830.023	129.530.795	144.643.999	161.311.727	179.690.293	199.951.



Année	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Dépenses											
Frais d'investissement ini.											
Annuité (dette 55% de VTE)	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499	25.048.499
Charge fixe											
Salaires	14.079.437	15.487.381	17.036.119	18.739.731	20.613.704	22.675.075	24.942.582	27.436.840	30.180.524	33.198.577	36.518.435
Frais de maintenance	2.011.348	2.212.483	2.433.731	2.677.104	2.944.815	3.239.296	3.563.226	3.919.549	4.311.503	4.742.654	5.216.919
frais généraux	4.022.696	4.424.966	4.867.463	5.354.209	5.889.630	6.478.593	7.126.452	7.839.097	8.623.007	9.485.308	10.433.838
Dépense totale annuelle	45.161.981	47.173.330	49.385.813	51.819.544	54.496.648	57.441.463	60.680.760	64.243.986	68.163.534	72.475.038	77.217.692
BENEFICE BRUTE	134.814.154	143.471.003	152.846.949	163.010.970	174.038.882	186.014.024	199.028.009	213.181.547	228.585.356	245.361.163	263.642.798
Amortissement des équipements	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480	2.262.480
Amortissement des ouvrages génie civil	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771	7.475.771
BENEFICE IMPOSABLE	125.075.903	133.732.752	143.108.698	153.272.718	164.300.630	176.275.773	189.289.757	203.443.295	218.847.105	235.622.911	253.904.547



Année	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Impôt (30% du bénéfice imposable)	12.507.590	13.373.275	14.310.870	15.327.272	16.430.063	17.627.577	18.928.976	20.344.330	21.884.710	23.562.291	25.390.455
Bénéfice net d'impôts	112.568.312	120.359.477	128.797.828	137.945.446	147.870.567	158.648.195	170.360.782	183.098.966	196.962.394	212.060.620	228.514.092
CASH FLOWS	122.306.564	130.097.728	138.536.079	147.683.698	157.608.819	168.386.447	180.099.033	192.837.217	206.700.646	221.798.872	238.252.344
Facteur d'actualisation 14%	0,270	0,237	0,208	0,182	0,160	0,140	0,123	0,108	0,095	0,083	0,073
CASH FLOWS actualisée 14%	32.232.312	30.783.383	28.754.424	26.888.680	25.171.703	23.590.349	22.132.668	20.787.793	19.545.848	18.397.854	17.335.651
Facteur d'actualisation 15%	0,247	0,215	0,187	0,163	0,141	0,123	0,107	0,093	0,081	0,070	0,061
CASH FLOWS actualisée 15%	30.232.312	27.963.624	25.893.383	24.002.730	22.274.643	20.693.766	19.246.242	17.919.569	16.702.470	15.584.769	14.557.285
Cash flow cumulées	538.982.510	566.946.135	592.839.519	616.842.249	639.116.892	659.810.657	679.056.899	696.976.468	713.678.939	729.263.708	743.820.992



Calcul des VAN :

$$\sum_{P+1}^{20} \text{CASH FLOWS} \quad \text{Actualisée à 14\%} = 794.181.096 \text{ AR}$$

$$\sum_{P+1}^{20} \text{CASH FLOWS} \quad \text{Actualisée à 15\%} = 743.820.992 \text{ AR.}$$

$$\begin{aligned} \text{VAN Actualisée à 14 \%} &= \sum_{P+1}^{20} \text{CASH FLOWS} \quad \text{Actualisée à 9\%} - \text{investissement} \\ &= 794.181.096 - 387.730.901 = 406.450.196 \text{ AR.} \end{aligned}$$

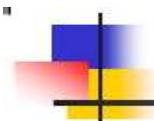
$$\begin{aligned} \text{VAN Actualisée à 15 \%} &= \sum_{P+1}^{20} \text{CASH FLOWS} \quad \text{Actualisée à 11\%} - \text{investissement} \\ &= 743.820.992 - 387.730.901 = 356.090.092 \text{ AR} \end{aligned}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} 14\% \leq \text{TRI} \leq 15\% \\ 356.090.092 \geq 387.730.901 \geq 406.450.196 \end{cases}$$

Par interpolation de ces valeurs, on peut obtenir la valeur du TRI :

$$\text{TRI} = 15 - \left[\left(\frac{406.450.196 - 387.730.901}{406.450.196 - 356.090.092} \right) \times (15 - 14) \right] = 14,62$$

D'où TRI = 14,62 % \Rightarrow le projet est rentable.



Annexe 16 : Calcul de stabilité de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue fonctionne comme un barrage poids

Les forces à considérer dans le calcul de stabilité sont

- ✓ Le poids du corps du barrage W_2
- ✓ Le poids de la semelle W_1
- ✓ La poussée de l'eau P'
- ✓ La sous pression U'

Application numérique :

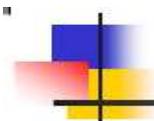
Calcul de ces forces qui agissent sur le barrage

Forces (N) par mètre de longueur	Bras de levier par rapport au point A (m)
<u>Corps du barrage</u>	5,75
$W_A = 2,5 \times 4,25 \times 25.000 = 265.630$	3,33
$W_B = 3,5 \times 4,25 \times 25.000 \times 0,5 = 185.940$	3,75
$W_C = 0,3 \times (6 + 0,5 + 1) \times 25.000 = 56.250$	
<u>Sous pression:</u>	
$U_1 = 10.000 \times 1 \times (6 + 0,5 + 1) = 75.000$	3,75
$U_2 = 0,5 \times 10.000 \times (6 + 0,5 + 1) \times (4,25 + 0,3 - 1) = 133.130$	5
<u>Poussée de l'eau</u>	
$P_1 = 4,25 \times 1,25 \times 10.000 = 53.130$	2,43
$P_2 = 0,5 \times 10.000 \times 4,25^2 = 90.31$	1,72

Stabilité au glissement :

Le coefficient de sécurité F_1 doit être supérieur à

$$F_1 = \frac{\sum (w' - u') \tan \varphi}{\sum P'} > 1$$



P' : Pression hydrostatique

w' : Poids du barrage poids.

u' : Sous pression

$\tan \varphi$: coefficient de frottement

$$P' = 53.130 + 90.31 = 143.440 \text{ [N]}$$

$$u' = 75.000 + 133.130 = 208.130 \text{ [N].}$$

$$w' = 265.630 + 185.940 + 56.250 = 507.810$$

$$F_1 = \frac{(507.810 - 208.130) \times 0,75}{143.440} = 1,68 > 1 \text{ vérifiée}$$

Stabilité au renversement

Le coefficient de sécurité F_2 doit être supérieur à 2 pour que l'ouvrage soit stable.

$$F_2 = \frac{M_S}{M_R}$$

M_S : somme des moments des forces stabilisatrices par rapport au point de basculement (point A)

M_R : somme des moments des forces renversantes par rapport au point A.

$$M_S = 2512.140 \text{ [Nm]}$$

$$M_R = 1230.740 \text{ [Nm]}$$

$$F_2 = \frac{2512.140}{1230.740} = 2,04 > 2 \text{ vérifiée}$$

Calcul des réactions du sol

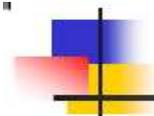
Les valeurs des contraintes à l'extrémité de la fondation sont données par la formule :

$$\sigma_{A,B} = \frac{P'}{S'} \pm \frac{6M'}{S'^2}$$

Où P' : somme des forces verticales

S' : section de la semelle.

$$\sigma_A = \frac{507.810 - 208.130}{6 + 0,25} + \frac{240.880 \times 6}{(6 + 0,25)^2} = 68,49 \text{ KN/m}^2 = 0,68 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$



$$\sigma_A = \frac{507.810 - 208.130}{6 + 0,25} - \frac{240.880 \times 6}{(6 + 0,25)^2} = 17,10 \text{ KN/m}^2 = 0,17 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

On a $\sigma_{A,B} < \sigma_{adm}$ du sol qui est égale à 1 [daN/cm²].

Vérification de la règle de tiers centrale :

Calcul de l'excentricité e' :

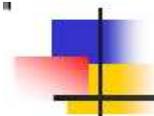
Excentricité e est déterminé par la formule :

$$\sigma_{\max} = \frac{P'}{S} \left(1 - \frac{6e'}{S} \right) \Rightarrow e' = \left| \left(\frac{\sigma_{\max} S - P'}{6P'} \right) S \right|$$

$$e' = \left| (6 + 0,25) \times \left(\frac{0,68 \times (6 + 0,25) - 320,9}{6 \times 320,9} \right) \right| = 1,23 \text{ [m]}$$

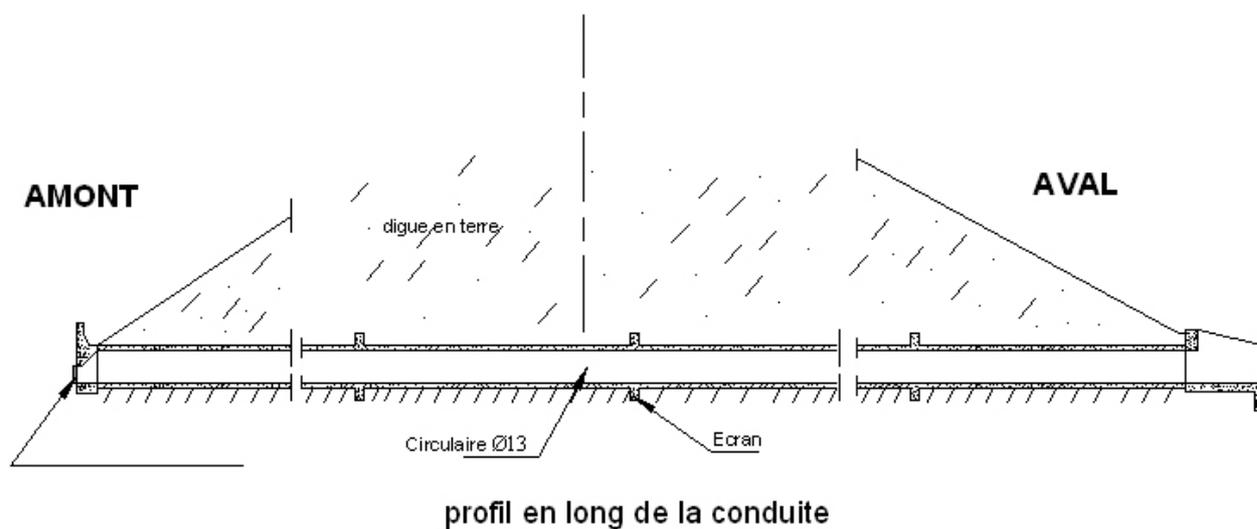
$$\text{Or } \frac{B'}{6} = \frac{7,5}{6} = 1,25$$

On a $e' \leq \frac{B'}{6}$, alors la règle de tiers centrale est vérifiée.

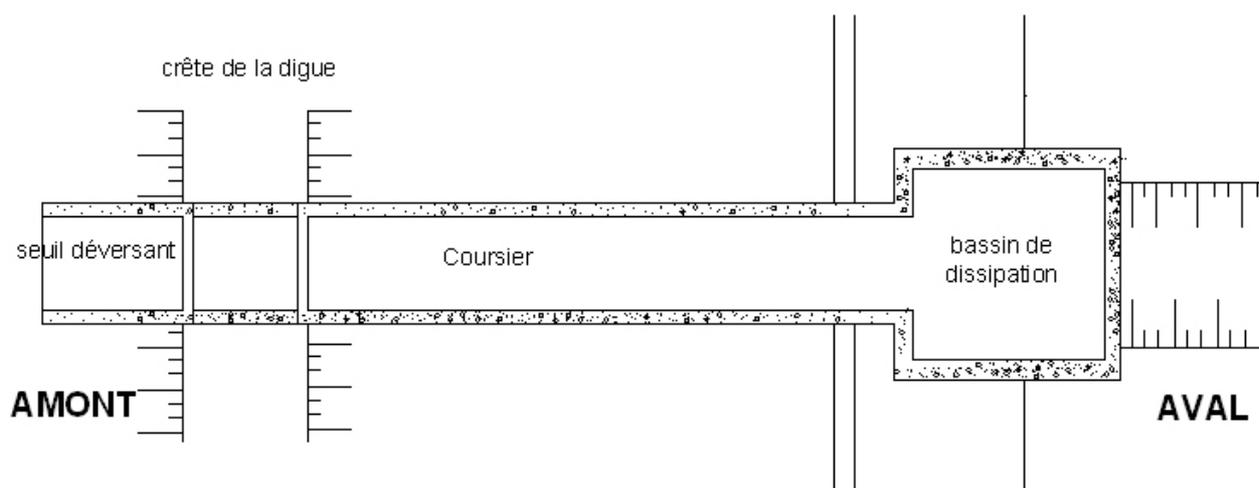


Annexe 17 : Schémas coupes

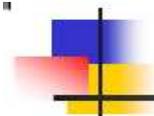
La vidange de fond



L'évacuateur de crue

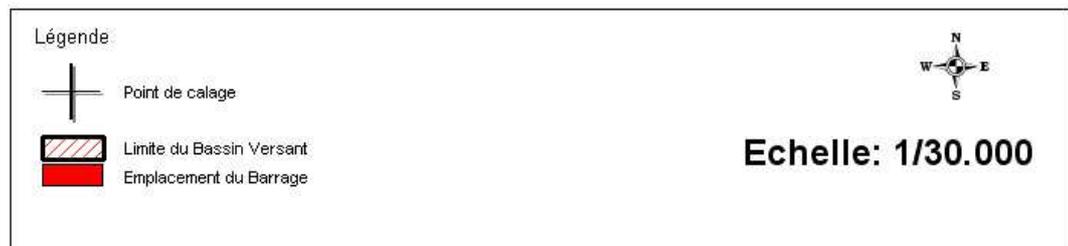
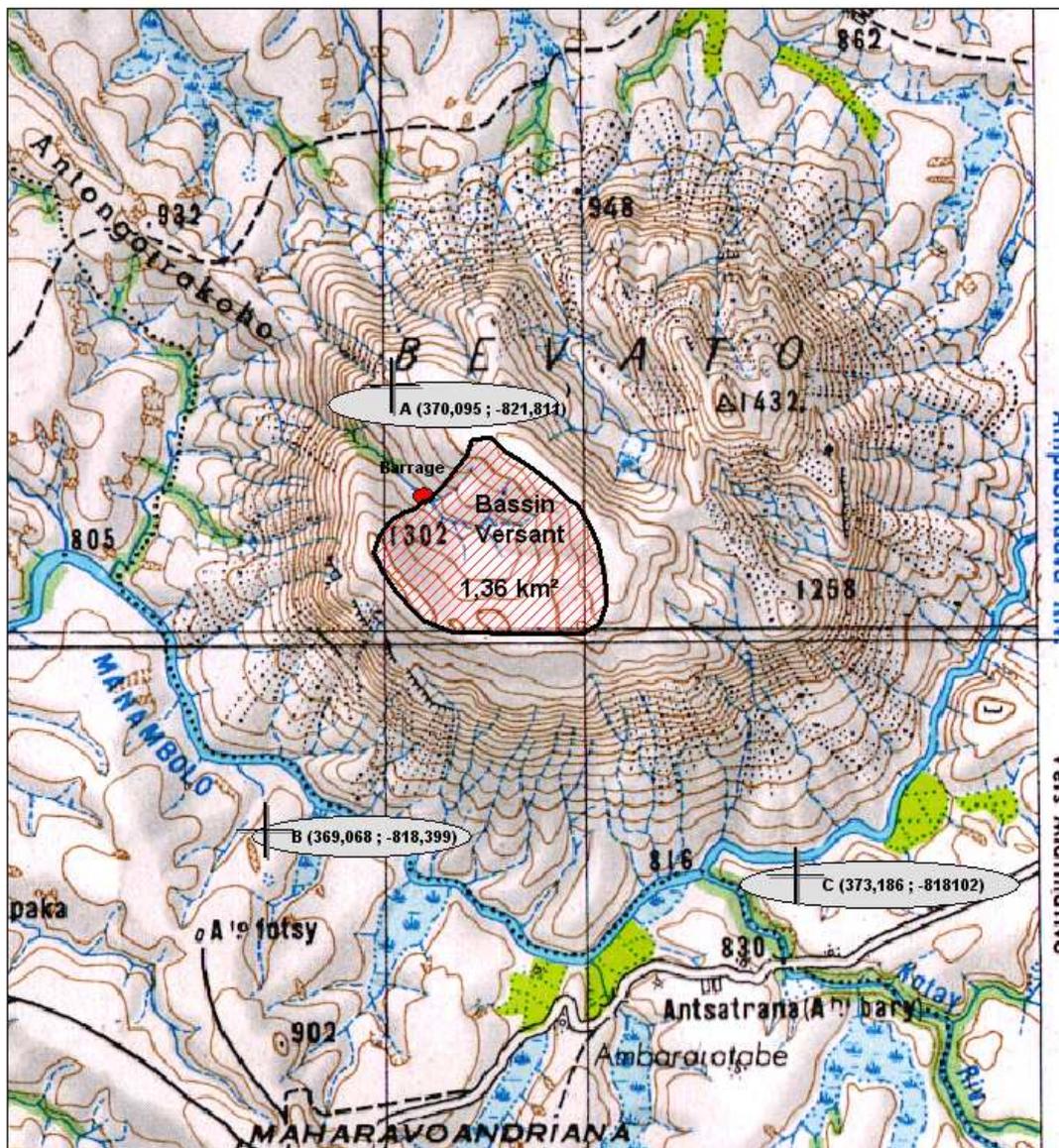


Evacuateur de crue vue en plan (coupe)



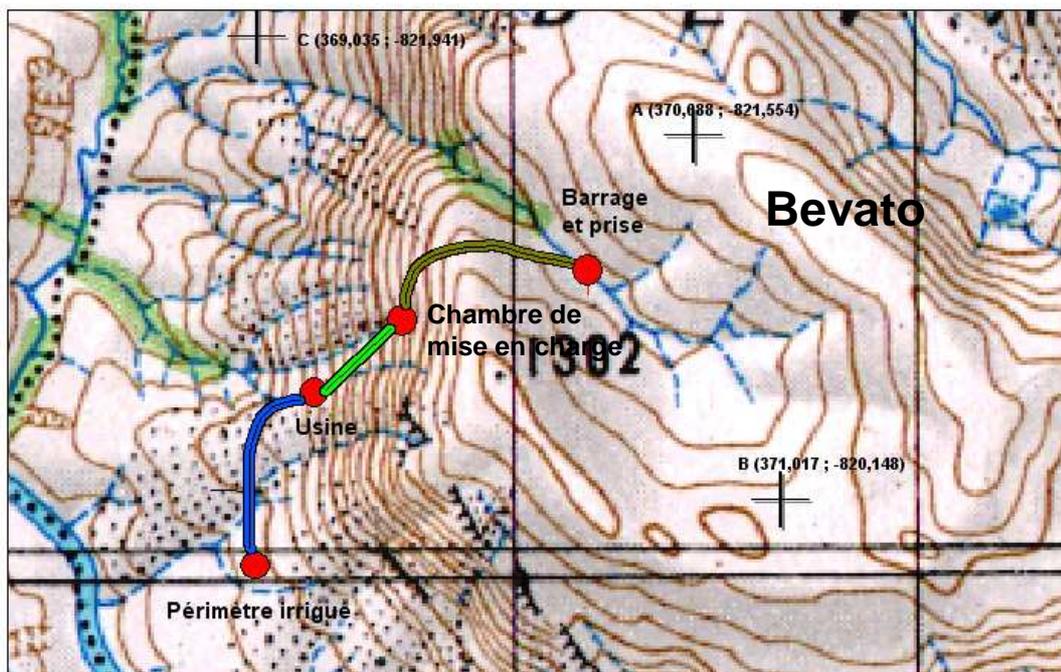
Annexe 18 : Carte représentant la limite du Bassin versant

Bassin versant





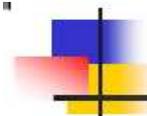
Annexe 19 : Carte de l'aménagement



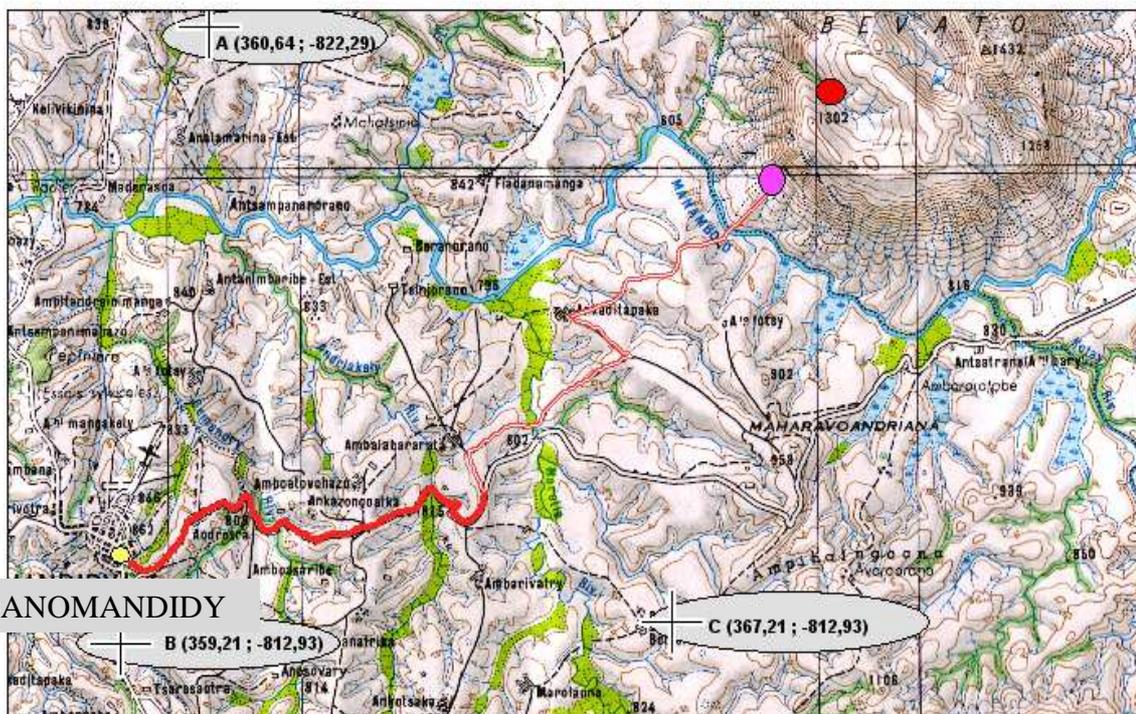
Légende

- Point (red dot)
- Point de calage (cross symbol)
- Canal d'amenée (yellow line)
- Conduite forcée (green line)
- Canal primaire (blue line)
- Ouvrage (Barrage, chambre, usine, périmètre) (red rectangle)

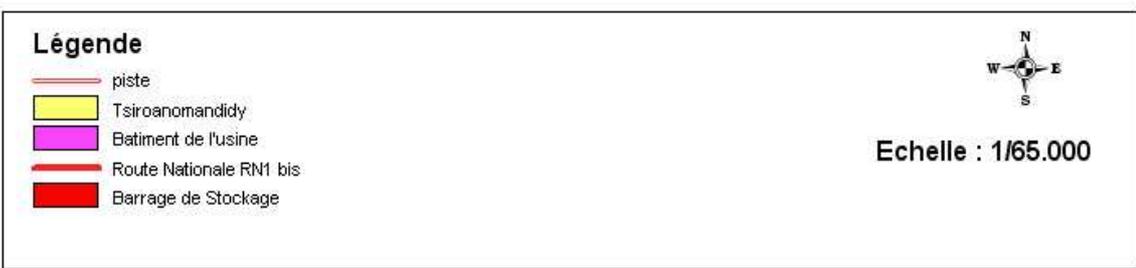
Echelle: 1/15.000

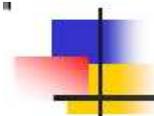


Annexe 20 : Carte montrant l'accès au site

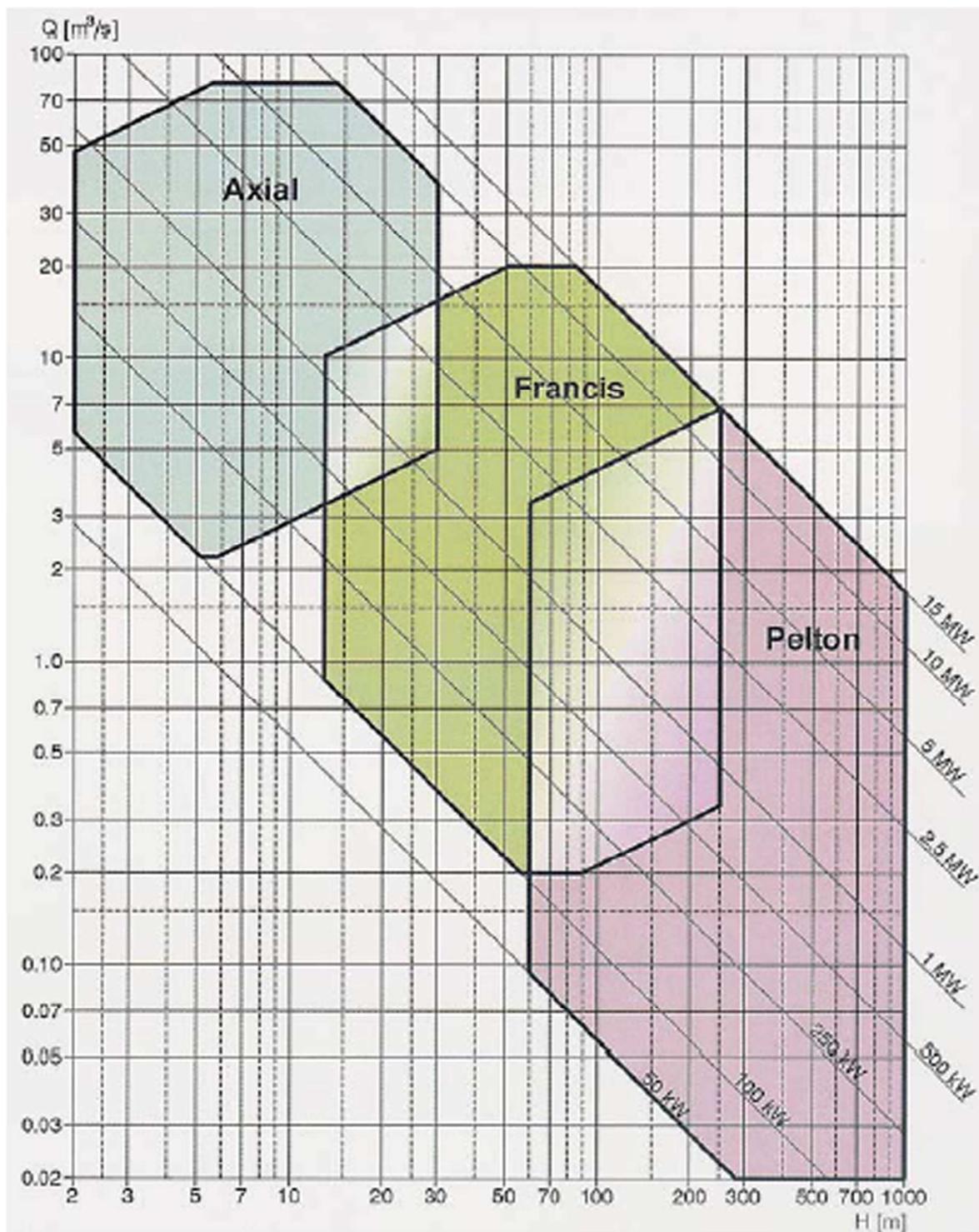


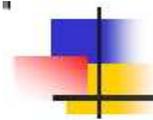
TSIROANOMANDIDY



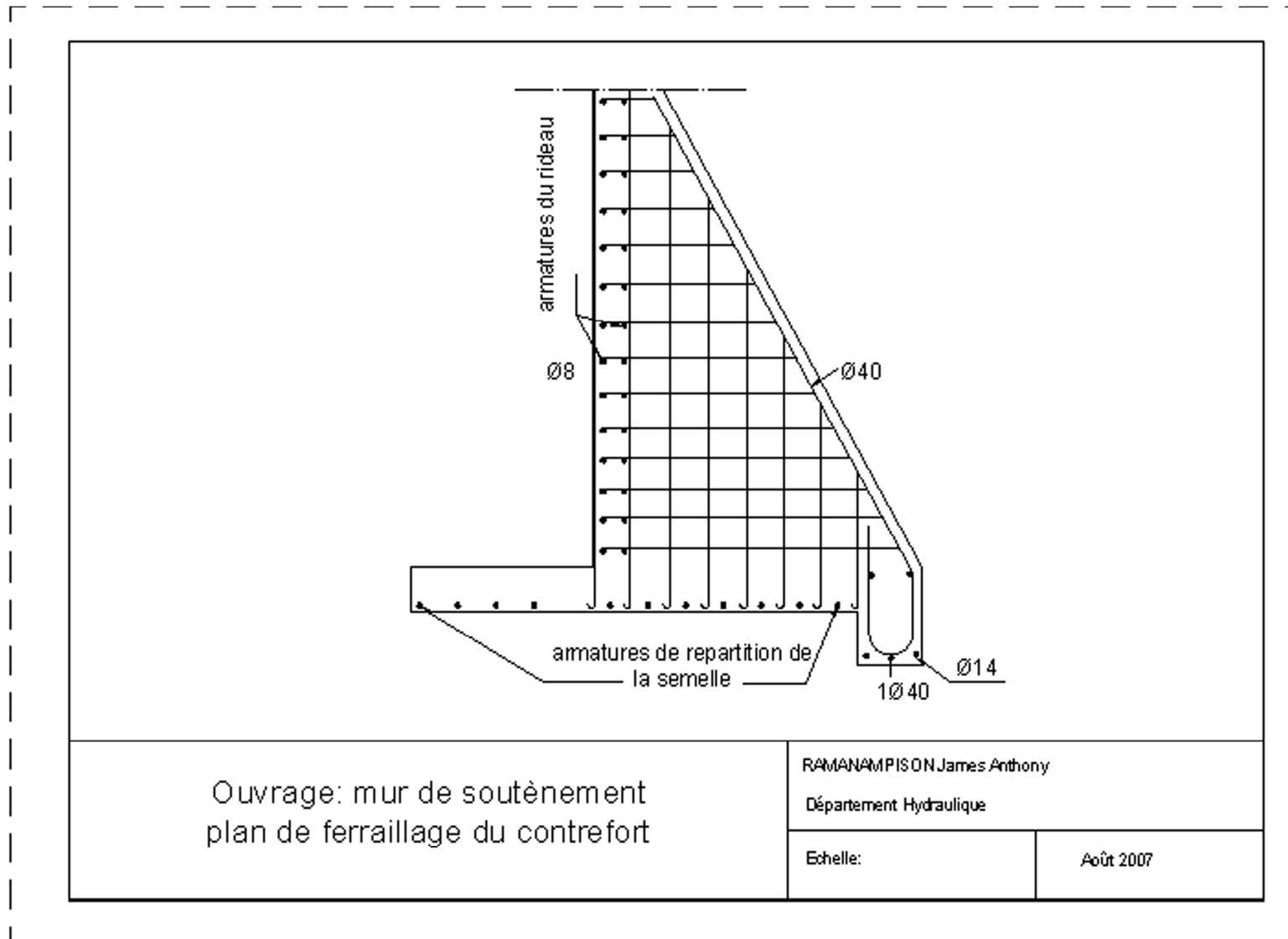


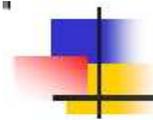
Annexe 21 : Abaque caractéristique des turbines



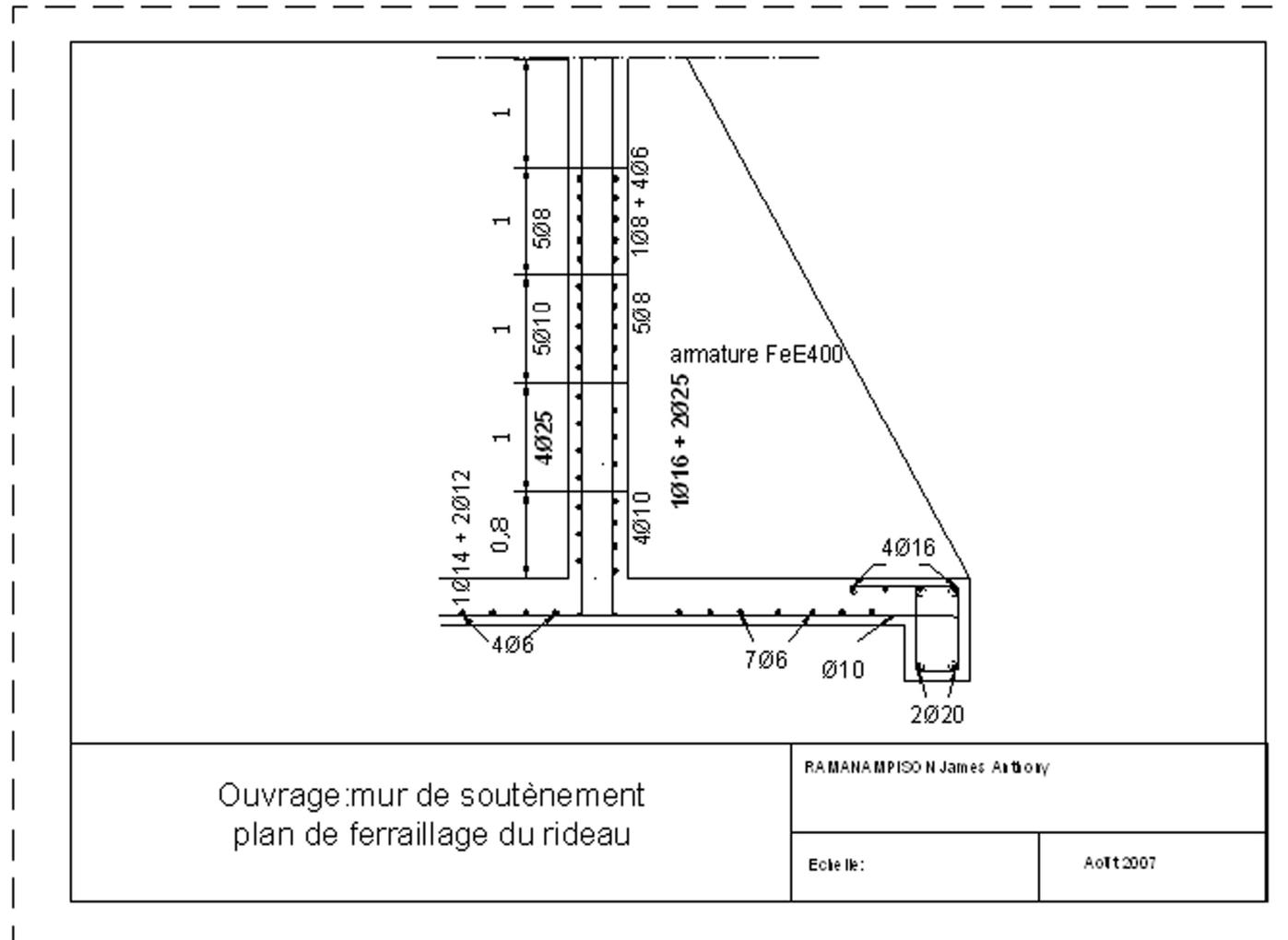


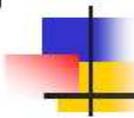
Annexe 23 : Plan de ferrailage du contrefort.





Annexe 24 : Plan de ferrailage du rideau

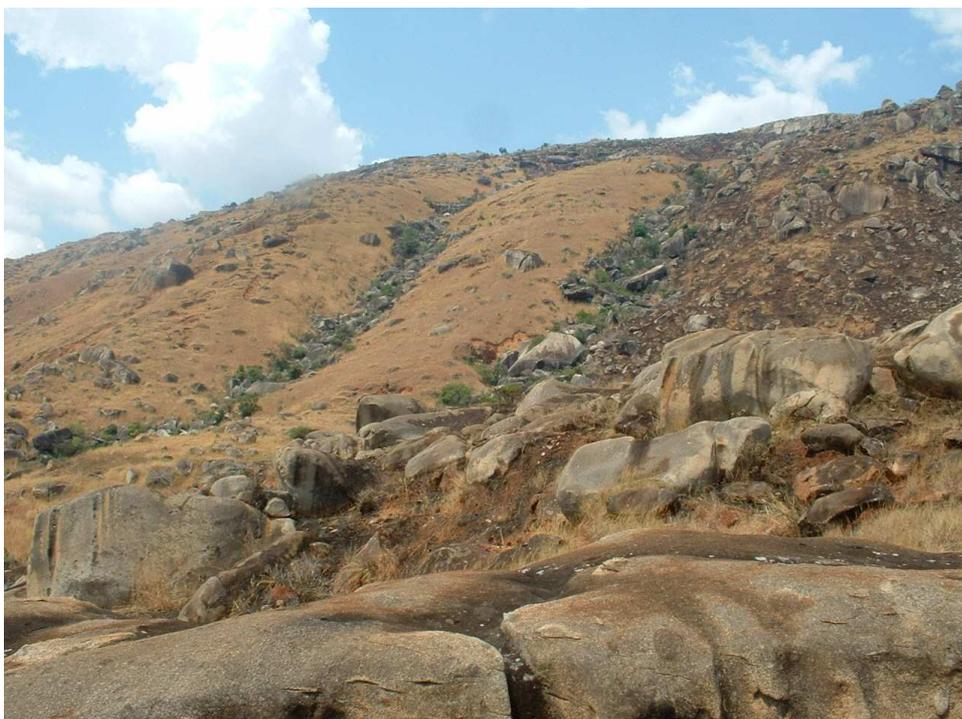


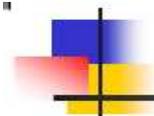


Annexe 25 : Prises en photo du site



Le montagne Bevato (alt. : 1432 m)





Dégradation de la route RN1 bis

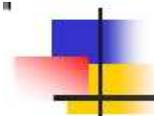




Le canal d'amenée 1.117 m de longueur, lors de la visite sur terrain effectuée le mois d'octobre.



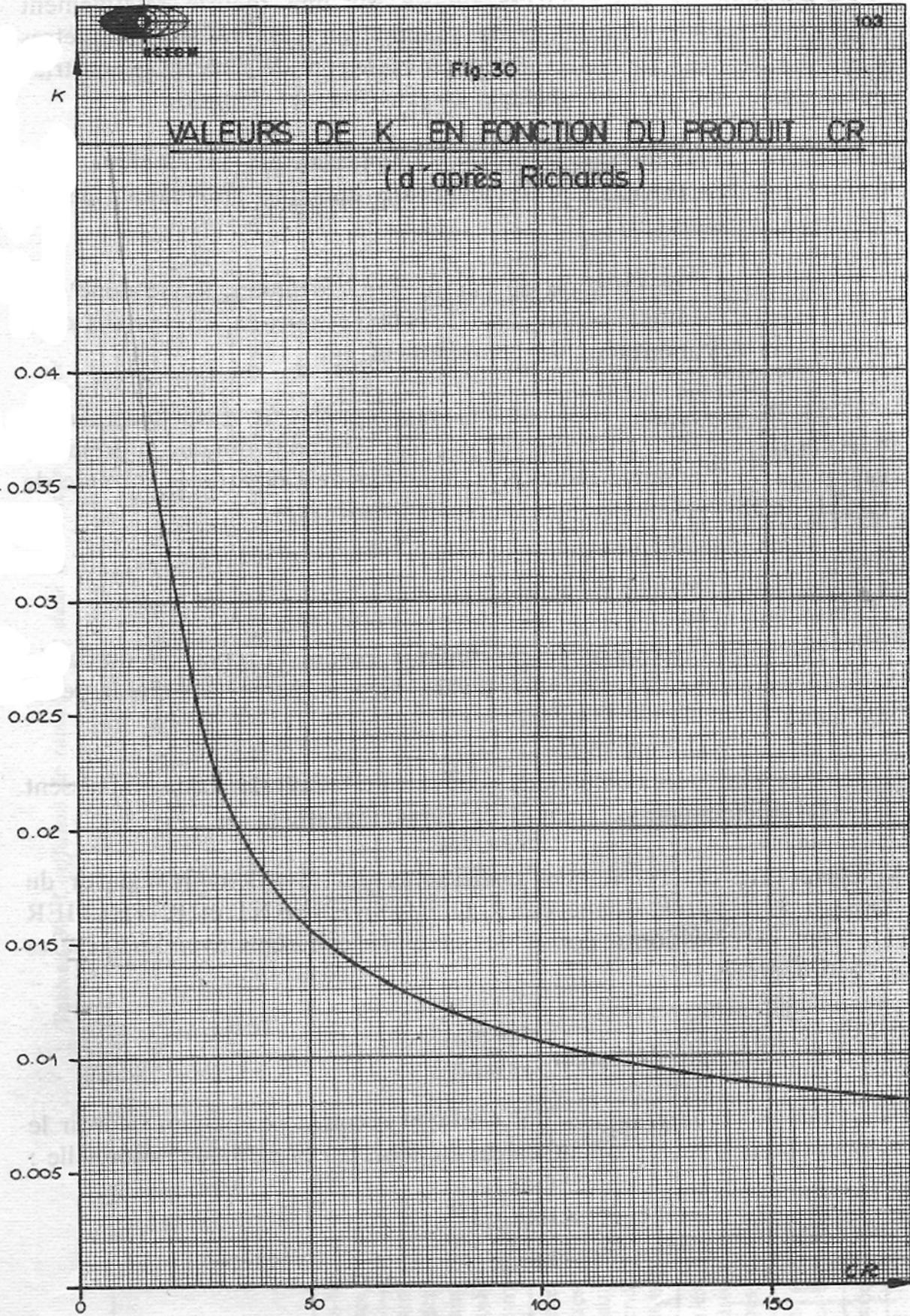
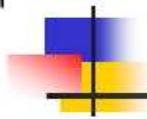
La rivière Manambolo où sera évacuée l'eau lors d'une forte crue.

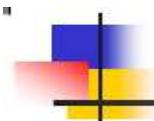


Lieu d'implantation du barrage de stockage



Réservoir pour le stockage d'eau (Superficie : 1,37ha)





Liste des livres :

- EYROLLES - Eléments d'hydraulique - édition paris
- Lencastre A – 1973 - Manuels de l'hydraulique – Edition Eyrolle.
- Irrigation : les réseaux d'irrigation théorie, technique et économie des arrosages par M.Poirée et Ch Ollier.
- Layman's guidebook – 1997- small hydropower –Edition Courtesy of INIC (instituto Nacional de Investigaçao Cientifica)
- Hydraulique routière par Nguyen Van Tuu, Bernard Lemoine, Jacques Pouplard.
- Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation (technique rurales en Afrique) établit par la SOGETHA (Société Générale des Techniques Hydro Agricoles).
- M. Leroy Edmond, Ingénieur du génie rural-1962- Hydraulique Agricole à Madagascar – Edition Imprimerie National.
- Calcul des ouvrages en béton armé par Pierre CHARON.
- Technique des barrages en aménagement rural, ouvrage élaboré sous les auspices du groupe de travail permanent pour les barrage en aménagement rural du ministère de l'agriculture – 1974.
- Laboratoires des ponts et chaussées – 1976 – Stabilité des talus (déblais et remblais) – Edition Paris.
- SOGREAH – 1974 – Irrigation gravitaire par canaux.
- SOGETHA – 1974 – Techniques rurales en Afrique – Edition sofiac.
- Pierre Charon – 1994 – calcul des ouvrages en béton armé – Edition Eyrolle.