

## **LISTES DES ABREVIATIONS**

A.E.P. : Adduction d'Eau Potable

A.E.P.G : Adduction d'Eau Potable par système Gravitaire

A.E.P.R : Adduction d'Eau Potable par Refoulement B.A.E.L.: Béton Armé aux Etats Limites

B.C.E.O.M.: Bureau Central des Etudes d'Outre Mer

B.F. : Borne Fontaine

B.V. : Bassin Versant

C.T.G.R.E.F. : Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêts

C.N.E.A.G.R. : Centre National des Etudes et Application du Génie Rural

E.L.U. : Etats Limites Ultimes

E.P.P :Ecole Primaire Publique

E.T.P. : Evapotranspiration Potentielle

F.T.M. : Foibe Taosaritany eto Madagasikara

INSTAT : Institut National des Statistiques

JIRAMA : Jiro sy Rano Malagasy

N.P.S.H. : Net Positive Sunction Head

P.G.E. : Plan de Gestion Environnemental

P.P.O.C. : Périmètre de Protection des Ouvrages de Captage

SDA : Section a double armature

SSA : Section a Simple Armature

## **LISTES DES TABLEAUX**

TABLEAU N°1: Représentation du taux de desserte en milieu urbain par Faritany

TABLEAU N°2 : Représentation du taux de desserte en milieu rural par Faritany.

TABLEAU N°3 : Représentation du taux d'accès en eau potable en milieu rural

TABLEAU N° 4 : Représentation du taux de desserte en eau potable en milieu rural

TABLEAU N°5 : La température de la région de l'Imerina Central

TABLEAU N°6 : Evolution de la température mensuelle à Antananarivo

TABLEAU N°7 : La pluviométrie annuelle de la région d'Imerina central

TABLEAU N°8 Evolution de la pluviométrie mensuelle à Antananarivo

TABLEAU N°9 : Le débit moyen annuel des principaux fleuves traversant la province

TABLEAU N°10 : Répartition spatiale de la population

TABLEAU N° 11 : répartition de la population de Merikanjaka

TABLEAU N° 12 : Les effectifs pour chaque classe de l'EPP de Merikanjaka

TABLEAU N° 13: Degré de minéralisation de l'eau selon sa conductivité

TABLEAU N° 14: Les dimensions du bac de réunification

TABLEAU N° 15: Les valeurs du poids du bac de réunification

TABLEAU N° 16 : Valeurs numériques de l'effort tranchant et du moment de flexion appliqués sur la paroi cuve.

TABLEAU N° 17 : Les dimensions de chaque partie du réservoir

TABLEAU N° 18 : volumes pour chaque constituant du réservoir

TABLEAU N° 19: Volume de l'enduit appliqué au réservoir

TABLEAU N° 22 : Dimensionnement des conduites d'amenée et de distribution

TABLEAU N° 23 : Les coefficients de répartition d'ALDEGHERI

TABLEAU N° 24 : Apport mensuel des mois considérés

TABLEAU N° 25 : Les dimensions du décanteur

TABLEAU N° 26: les dimensions des différentes poste de la station de traitement

TABLEAU N°27 : Calcul du volume d'enduit pou la station de traitement

TABLEAU N°29 : Résultats de calcul de ferrailage pour la station de traitement

TABLEAU N° 30: Evaluation des impacts

TABLEAU N° 31 : Etablissement des mesures d'atténuation ou de compensation.

**TABLEAU N° 32 : plan de gestion environnementale**

TABLEAU N° 33 : Résultats de l'analyse de l'eau du lac

TABLEAU N°34 : Résultats de l'analyse de l'eau des sources

TABLEAU N° 35 : Données pluviométriques représentant les hauteurs de pluies moyennes mensuelles pour la station Ivato Aéroport

TABLEAU N° 36 : Tableau des calculs des pluviométries moyennes annuelles de fréquence F

TABLEAU N° 37 : calculs sur la pluviométrie maximale journalière

TABLEAU N°39 : Abaque pour déterminer le ferrailage

TABLEAU N°40 : Valeur de  $\mu_{lim}$

TABLEAU N°41 : Section en  $cm^2$  dans 1m de largeur de dalle en fonction de l'écartement et du diamètre des barres.

TABLEAU N°42 : Estimation quantitative des matériaux pour l'AEPG

TABLEAU N°43 : Estimation quantitative des matériaux pour AEPR

TABLEAU N°44 : détail des prix pour l'AEPG

TABLEAU N°45: détail des prix pour l'AEPR

TABLEAU N° 46 : Détail des prix de diverses fournitures pour l'AEPG

TABLEAU N°47 : Détail de prix des diverses fournitures pour l'AEPR



## **LISTES DES FIGURES**

FIGURE N°1 : Source d'affleurement  
FIGURE N°2 : Source d'émergence  
FIGURE N°3 : Source de déversement  
FIGURE N°4 : Vue en plan de l'ouvrage de captage  
FIGURE N°5 : Coupe longitudinale du bac de réunification  
FIGURE N°6 Vue en plan du réservoir  
FIGURE N°7 : Branchement de prise en Té égal  
FIGURE N°8 : Branchement d'amenée en Té égal  
FIGURE N°9 : Raccordement avec saillie à l'intérieur de captage  
FIGURE N°10 : Raccordement sans saillie à l'intérieur du réservoir  
FIGURE N°11 : Rétrécissement de conduite  
FIGURE N°12 : Borne fontaine  
FIGURE N°13 : Exemple de chaîne hydraulique de traitement  
FIGURE N°14 : Vue en plan de la station de traitement  
FIGURE N°15 : Coupe longitudinale de la station de traitement  
FIGURE N°16 : Pompe horizontale monocellulaire  
FIGURE N°17 : Pompe verticale multicellulaire  
FIGURE N°18 : Abaque pour caractérisation des pompes  
FIGURE N°19 : Profil piézométrique d'une conduite de refoulement

## **LISTES DES PHOTOS**

PHOTO N°1 : Réservoir réalisé par CARITAS à Merikanjaka  
PHOTO N°2 : Aperçu du lac d'Amparihy  
PHOTO N°3 : Bassin versant du lac

## **PLANCHETS**

N°1 : Plan de masse du village de Merikanjaka  
N°2 : Profil en long conduite d'amenée  
N°3 : Profil en long conduite de distribution

|                                                                                                        |           |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>INTRODUCTION .....</b>                                                                              | <b>1</b>  |
| <b>PARTIE I : APERCUS GENERAUX SUR L'ADDUCTION D'EAU POTABLE.....</b>                                  | <b>2</b>  |
| <b>CHAPITRE I : GENERALITES.....</b>                                                                   | <b>2</b>  |
| I.1. ROLES DE L'EAU.....                                                                               | 2         |
| I.2. LES RESSOURCE EN EAU DE MADAGASCAR .....                                                          | 3         |
| I.2.1. Les fleuves et rivières : .....                                                                 | 3         |
| I.2.2. les lacs : .....                                                                                | 3         |
| I.2.3. Les sources : .....                                                                             | 4         |
| I.3 LE SECTEUR EAU EN MILIEU RURAL .....                                                               | 5         |
| I.4. SITUATION DE L'ADDUCTION POTABLE A MADAGASCAR .....                                               | 6         |
| I.4.1. L'adduction d'eau en milieu urbain.....                                                         | 7         |
| I.4.2. L'adduction d'eau en milieu rural.....                                                          | 7         |
| I.5. LES DIFFÉRENTS TYPES D'AEP.....                                                                   | 8         |
| I.5.1. Le système d'alimentation par gravité.....                                                      | 8         |
| I.5.2. Le système d'alimentation par refoulement.....                                                  | 8         |
| <b>CHAPITRE II : EVALUATON DU TAUX DE DESSERTE .....</b>                                               | <b>9</b>  |
| II.1. TAUX DE DESSERTE EN MILIEUX URBAIN .....                                                         | 9         |
| II.2. TAUX DE DESSERTE EN MILIEU RURAL .....                                                           | 9         |
| <b>CHAPITRE III : LES FACTEURS INFLUENCANT L'ADDUCTION D'EAU DANS LES ZONES D'IMERINA CENTRAL.....</b> | <b>11</b> |
| III.1. LE RELIEF.....                                                                                  | 12        |
| III.2. LA GEOLOGIE : .....                                                                             | 13        |
| III.3. LE CLIMAT : .....                                                                               | 13        |
| III.4. L'HYDROLOGIE .....                                                                              | 16        |
| III.5. LES SOLS .....                                                                                  | 17        |
| III.6. LES VEGETATIONS .....                                                                           | 18        |
| III.7. LA POPULATION ET LA DEMOGRAPHIE .....                                                           | 18        |
| <b>CHAPITRE IV : PROBLEMES D'ADDUCTION D'EAU EN MILIEU RURAL .....</b>                                 | <b>20</b> |
| IV.1. PROBLEMES GENERAUX DE L'ADDUCTION D'EAU EN MILIEU RURAL .....                                    | 20        |
| IV.1.1. Problèmes au niveau des ressources : .....                                                     | 20        |
| IV.1.2. Problèmes au niveau du captage : .....                                                         | 21        |
| IV.1.3. Problèmes au niveau des bornes fontaines .....                                                 | 21        |
| IV.2. LES MESURES PROPOSEES .....                                                                      | 22        |
| IV.2.1 Au niveau des ressources : .....                                                                | 22        |
| IV.2.2. Au niveua du captage : .....                                                                   | 22        |
| IV.2.3. au niveau des conduites :.....                                                                 | 22        |
| IV.2.4. Au niveau des bornes fontaines : .....                                                         | 23        |

|                                                                                                               |           |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES SUR LES DEUX VARIANTES .....</b>                                             | <b>24</b> |
| <b>CHAPITRE V. : PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE (MERIKANJAKA).....</b>                              | <b>24</b> |
| V.1. LOCALISATION DU PROJET : .....                                                                           | 24        |
| V.2. ACCESSIBILITE .....                                                                                      | 25        |
| V.3. RELIEF.....                                                                                              | 26        |
| V.4. GEOLOGIE.....                                                                                            | 26        |
| V.5. COUVERTURE VEGETAL .....                                                                                 | 26        |
| V.6. POPULATION.....                                                                                          | 27        |
| V.7. ACTIVITES DES HABITANTS .....                                                                            | 27        |
| V.8. LES INFRASTRUCTURES DE BASE .....                                                                        | 27        |
| V.9. SANTE.....                                                                                               | 28        |
| <b>CHAPITRE VI : SITUATION EN EAU ACTUELLE DU VILLAGE .....</b>                                               | <b>29</b> |
| VI.1. SITUATION EN EAU DU VILLAGE .....                                                                       | 29        |
| VI.2. HYGIENE ET ASSAINISSEMENT .....                                                                         | 29        |
| VI.3. POSITION DU PROBLEME.....                                                                               | 29        |
| VI.4. MESURES PROPOSEES .....                                                                                 | 30        |
| <b>CHAPITRE VII : GENERALITES SUR LES ETUDES TECHNIQUES D'AEP .....</b>                                       | <b>30</b> |
| VII.1. ETUDE DU BESOIN EN EAU .....                                                                           | 30        |
| VII.1.1. détermination du nombre de population bénéficiaire .....                                             | 30        |
| VII.1.2. besoin en eau .....                                                                                  | 31        |
| VII.1.2.1. la répartition de la population .....                                                              | 31        |
| VII.1.2.2. Les besoins des installations annexes et des infrastructures existantes ....                       | 31        |
| <b>CHAPITRE VIII : ETUDES TECHNIQUES DU SYSTEME D'ADDUCTION PAR GRAVITAIRE .....</b>                          | <b>32</b> |
| VIII.1. ETUDE DE LA RESSOURCE EN EAU .....                                                                    | 32        |
| VIII.1.1 Mesure de débit .....                                                                                | 32        |
| VIII.2. ANALYSE DE L'EAU .....                                                                                | 32        |
| VIII.2.1. La température .....                                                                                | 33        |
| VIII.2.2. La turbidité .....                                                                                  | 33        |
| VIII.2.3. La conductivité .....                                                                               | 33        |
| VIII.2.4. Le taux de chlore total .....                                                                       | 34        |
| VIII.2.5. Le nombre de coliformes totaux, fécaux, les streptocoques et les anaérobies sulfite-réducteur ..... | 34        |
| VIII.3. ADEQUATION RESSOURCE BESOIN .....                                                                     | 35        |
| VIII.4. LEVE TOPOGRAPHIQUE : .....                                                                            | 35        |
| VIII.5. ETUDE DES OUVRAGES : .....                                                                            | 35        |
| VIII.5.1. ouvrage de captage.....                                                                             | 35        |
| VIII.5.1.1. Le périmètre de protection des ouvrages de captage : PPOC.....                                    | 36        |
| VIII.5.1.2. Le développement des sources .....                                                                | 36        |
| VIII.5.1.3. Choix de l'emplacement de l'ouvrage de captage .....                                              | 36        |
| VIII.5.1.4 Dimensionnement de l'ouvrage de captage .....                                                      | 37        |
| VIII.5.2. Le réservoir .....                                                                                  | 44        |
| VIII.5.2.1. entrée du réservoir (ou une arrivée de l'adduction ) .....                                        | 45        |
| VIII.5.2.2. Les sorties du réservoir (ou d'un départ de la distribution) .....                                | 45        |
| VIII.5.2.3 D'un trop plein .....                                                                              | 45        |

|                                                                               |           |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| VIII.5.2.4. D'un dispositif d'aération .....                                  | 45        |
| VIII.5.2.5. D'un couvercle avec un trou d'homme .....                         | 45        |
| VIII.5.3. Les réseaux de canalisation : amenée et distribution.....           | 52        |
| VIII.5.3.1. La canalisation .....                                             | 52        |
| VIII.5.3.2. Equipement du réseau.....                                         | 52        |
| VIII.5.3.3. le purgeur .....                                                  | 52        |
| VIII.5.3.4. La vidange .....                                                  | 52        |
| VIII.5.3.5 Dimensionnement des conduites .....                                | 52        |
| VIII.5.3.6. Données à calculer : .....                                        | 54        |
| <b>CHAPITRE IX :ETUDE TECHNIQUE DE L'ADDUCTION PAR</b>                        |           |
| <b>REFOULEMENT .....</b>                                                      | <b>63</b> |
| IX.1. LES CARACTERISTIQUES DE LA RESSOURCE A EXPLOITER .....                  | 63        |
| IX.1.1. Description du lac.....                                               | 63        |
| IX.1.2. Qualité de l'eau du lac .....                                         | 64        |
| IX.1.3. Bassin versant .....                                                  | 64        |
| IX.1.4. Superficie du bassin versant .....                                    | 65        |
| IX.1.5. Périmètre : .....                                                     | 65        |
| IX.1.6. Fome du bassin versant : .....                                        | 65        |
| IX.1.7. Rectangle équivalent : .....                                          | 66        |
| IX.1.8. Dénivellation : .....                                                 | 66        |
| IX.1.9. pente des bassins versants .....                                      | 66        |
| IX.2. ETUDES HYDROLOGIQUES DU BASSIN VERSANT .....                            | 67        |
| IX.2.1. Temps de concentration .....                                          | 67        |
| IX.2.2. Apports .....                                                         | 68        |
| IX.2.2.1. Apport annuel secs de différentes fréquences .....                  | 68        |
| IX.2.2.2. Apports mensuels quinquennaux secs au droit du barrage .....        | 68        |
| IX.2.3. Crue.....                                                             | 69        |
| IX.3. LE SYSTEME DE CAPTAGE DU LAC .....                                      | 70        |
| IX.3.1. Ouvrage d'entrée d'eau .....                                          | 71        |
| IX.3.2. Aménée de l'eau vers la station de traitement .....                   | 71        |
| IX.4. LA STATION DE TRAITEMENT .....                                          | 71        |
| IX.4.1. Le coagulateur : .....                                                | 72        |
| IX.4.2. Le flocculateur : .....                                               | 73        |
| IX.4.2.1. La floculation : .....                                              | 73        |
| IX.4.2.4. calcul de la surface et de la hauteur du flocculateur : .....       | 73        |
| IX.4.3. le décanteur : .....                                                  | 74        |
| IX.4.3.1. Structure d'un décanteur .....                                      | 74        |
| IX.4.3.2. paramètres caractéristiques du décanteur : .....                    | 74        |
| IX.4.3.3. Dimensionnement du décanteur : .....                                | 74        |
| IX.4.4. Le filtre : .....                                                     | 76        |
| IX.4.4.1. La filtration lente : .....                                         | 76        |
| IX.4.4.2. la filtration rapide : .....                                        | 76        |
| IX.4.4.3. Dimensionnement du filtre : .....                                   | 77        |
| IX.4.5. La stérilisation : .....                                              | 81        |
| IX.5. LE SYSTEME DE REFOULEMENT .....                                         | 81        |
| IX.6. LES MATERIAUX POUR CHAQUE CONSTITUANT DE LA STATION DE TRAITEMENT ..... | 82        |



|                                                                                                                |           |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>PARTIE III : ETUDES ECONOMIQUES ET ENVIRONNEMENTALES .....</b>                                              | <b>84</b> |
| <b>CHAPITRE X : ETUDES ECONOMIQUES DES DEUX VARIANTES .....</b>                                                | <b>84</b> |
| X.1. ESTIMATION DES COUTS DES PROJETS .....                                                                    | 84        |
| X.1.1. Pour l'adduction par gravité .....                                                                      | 84        |
| X.1.1.1. Estimation quantitative des matériaux .....                                                           | 84        |
| X.1.1.2. Coût estimatif du projet d'adduction par gravitaire du village de<br>Merikanjaka.....                 | 84        |
| X.1.1.3. Amortissement annuel .....                                                                            | 85        |
| X.1.1.4. Dépenses de fonctionnement .....                                                                      | 85        |
| X.1.1.5. Recettes annuels.....                                                                                 | 85        |
| X.1.1.6. Analyse de la rentabilité.....                                                                        | 86        |
| X.1.2. Pour l'adduction par refoulement .....                                                                  | 86        |
| X.1.2.1. Estimation quantitative des matériaux : .....                                                         | 86        |
| X.1.2.2. Coût estimatif du projet d'adduction par refoulement du village de<br>Merikanjaka .....               | 86        |
| X.1.2.3. Amortissement annuel .....                                                                            | 87        |
| X.1.2.4. Dépenses de fonctionnement.....                                                                       | 87        |
| X.1.2.5. Recettes annuels.....                                                                                 | 88        |
| <b>CHAPITRE XI : DESICION A PRENDRE POUR L'ALIMENTATION EN EAU<br/>POTABLE DU VILLAGE DE MERIKANJAKA .....</b> | <b>88</b> |
| XI.1. DECISIONS TECHNIQUES.....                                                                                | 88        |
| XI.2. DECISIONSECONOMIQUE .....                                                                                | 89        |
| <b>CHAPITRE XII ; ETUDE D'IMPACT ENVIRONNMENTAL .....</b>                                                      | <b>89</b> |
| XII.1. MISE EN CONTEXTE DU PROJET .....                                                                        | 90        |
| XII.1.1. Description du milieu récepteur.....                                                                  | 90        |
| XII.1.1.1. Milieux physiques .....                                                                             | 90        |
| XII.1.1.2. Milieux biologiques .....                                                                           | 91        |
| XII.1.2. Description du projet .....                                                                           | 91        |
| XII.2. ELABORATION DE DEFFERENTS IMPACTS .....                                                                 | 91        |
| XII.2.1. Impacts négatifs.....                                                                                 | 91        |
| XII.2.1.1. Sur le sol .....                                                                                    | 92        |
| XII.2.1.2. Sur l'eau .....                                                                                     | 92        |
| XII.2.1.3. Sur l'homme.....                                                                                    | 92        |
| XII.2.2. Impacts positifs .....                                                                                | 92        |
| XII.2.2.1. Sur l'eau .....                                                                                     | 92        |
| XII.2.2.2. Sur l'homme .....                                                                                   | 92        |
| XII.3. EVALUATION DE CHAQUE IMPACT.....                                                                        | 93        |
| XII.3.1. Impacts négatifs.....                                                                                 | 93        |
| XII.3.1.1. Sur le sol .....                                                                                    | 93        |
| XII.3.1.2. Sur l'eau .....                                                                                     | 93        |
| XII.3.1.3. Sur l'homme .....                                                                                   | 94        |
| XII.3.2. Impacts positifs.....                                                                                 | 94        |
| XII.3.2.1. Sur l'eau .....                                                                                     | 94        |
| XII.3.2.2. Sur l'homme .....                                                                                   | 94        |
| XII.4. ETUDE COMPARATIVE DES IMPACTS .....                                                                     | 96        |
| XII.5. MESURE D'ATTENUATION .....                                                                              | 96        |
| XII.6. LE PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE DU PROJET (P.G.E). 97                                               |           |

|                                                                            |            |
|----------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>COCLUSION .....</b>                                                     | <b>98</b>  |
| <b>N°1 :RESULTAT D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE DE L'EAU DE LAC .....</b>      | <b>100</b> |
| <b>N° 2 RESULTAT D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUES DE L'EAU DE SOURCES .....</b> | <b>101</b> |
| <b>N°3 : DONNEES PLUVIOMETRIQUE DE LA STATION D'IVATO .....</b>            | <b>102</b> |
| <b>N°4 : POMPES.....</b>                                                   | <b>105</b> |
| <b>N°5 : DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT .....</b>           | <b>114</b> |
| <b>N°6 SECTION –POIDS-PERMIETRES NOMINAUX .....</b>                        | <b>117</b> |
| <b>N°7 TABLEAU DONNANT L'ECARTEMENT DES BARRES POUR FERRAILLAGE .....</b>  | <b>118</b> |
| <b>N°8 ESTIMATION QUANTITATIVE DES MATERIAUX POUR L'AEPG .</b>             | <b>119</b> |
| <b>RESERVOIR .....</b>                                                     | <b>119</b> |
| <b>N°9 ESTIMATION QUANTITATIVE DES MATERIAUX POUR L4AEPR..</b>             | <b>120</b> |
| <b>N°10 DETAIL DES PRIX DES OUVRAGES POUR L'AEPG .....</b>                 | <b>121</b> |
| <b>N°11 DETAIL DE PRIX DES OUVRAGES POUR L'AEPR.....</b>                   | <b>122</b> |
| <b>N°12 DETAIL DE PRIX DE DIVERSES FOURNITRURS POUR L'AEPG...</b>          | <b>123</b> |
| <b>N°13 DETAIL DE PRIX DES DEVERSES FOURNITURES POUR L'AEPR</b>            | <b>123</b> |

## INTRODUCTION

En milieu rural, l'accès aux développements se base à l'amélioration des conditions de vie humaine. En ce sens, les plus particuliers sont :

- Les développements des biens publics
- La protection des gens contre différentes sortes de maladies.

Ces deux conditions sont respectées dans un projet d'alimentation en eau potable car, d'abord, l'eau est considérée comme un élément vital et que sa présence rend la vie agréable.

De plus, l'eau constitue aussi presque 90% des besoins de l'homme, elle est aussi un bien éminemment économique. Sans l'eau, il n'y a pas de développement. Ainsi, elle est considérée comme élément vital de la nation.

Ce présent document exposera des études d'alimentation en eau potable d'un village pour y accéder aux développements du dit rapide et durable.

Ainsi, la première partie de ce document présentera les aperçus généraux de l'adduction d'eau potable.

Ensuite, on entamera dans la deuxième partie, les études techniques des deux possibilités d'alimentation en eau potable du village de Merikanjaka.

Et enfin en troisième partie, la présentation de la variante à prendre, compte tenu de la faisabilité technique et économique et la présentations des études d'impacts du projet.

# PARTIE I

## APERCUS GENERAUX SUR L'ADDUCTION D'EAU POTABLE

## PARTIE I : APERCUS GENERAUX SUR L'ADDUCTION D'EAU POTABLE

### **CHAPITRE I. : GENERALITES**

#### **I.1. ROLES DE L'EAU**

L'eau est un élément nécessaire à la vie ; elle est considérée comme un des besoins fondamentaux et indispensables pour l'homme. Sans l'eau, il n'y aura pas de développement.

Ainsi, grâce à ces particularités de l'eau, elle a donc pour rôle :

- D'améliorer les conditions de vie de la population: Cette amélioration consiste à différencier la vie de la population avant et après la mise en place d'un système d'alimentation en eau potable. En tant qu'amélioration, les conditions de vie de la population deviennent de plus en plus évoluer vers les bonnes conditions.
- D'augmenter la capacité de leur production : la présence suffisante de l'eau pour l'agriculture permet aux agriculteurs d'avoir plus de rendement.
- D'améliorer l'état nutritionnel de petit élevage, cette amélioration conduit aussi à un surplus de rendement et on arrive à protéger le bétail contre les maladies.
- De mettre en place les conditions de santé et d'hygiène assurant la réduction de la mortalité due aux maladies hydriques, permettant à la population d'être dans des bonnes conditions physiques et favorisant ainsi un accroissement de sa productivité économique.
- De fixer les paysans : La présence d'un système d'alimentation en eau potable d'un village ou généralement en monde rural limite le cadre de la sédentarisation contre le nomadisme ou exode rural.
- Minimiser la différence entre milieu urbain et milieu rural : la différence entre le milieu urbain et milieu rural permet aux gens du monde rural à laisser ses activités de la campagne pour aller en ville afin d'augmenter

le secteur tertiaire. Ainsi, l'adduction d'eau potable en milieu rural est donc un des facteurs de fixation des paysans à ses activités et aussi un des facteurs pour minimiser la différence, du point de vu développement.

- De réaliser à bon port l'essence de la mondialisation : Actuellement, tous les pays courent vers le développement c'est à dire vers la mondialisation.

## **I.2. LES RESSOURCES EN EAU DE MADAGASCAR.**

Madagascar est considérée comme un sanctuaire de la nature avec ses nombreuses et impressionnantes espèces endémiques. Mais en son milieu naturel elles ont besoin d'élément vital autre que leurs nourritures. C'est l'eau.

Madagascar possède différentes ressources :

### **I.2.1 Les fleuves et rivières :**

le relief bien marqué de Madagascar est divisé naturellement par son réseau hydrographique en cinq (5) ensemble de bassins versants :

- Les versants de la montagne d'Ambre.
- Les versants de Tsaratanana.
- Les versants Est tributaire de l'Océan Indien.
- Le versant Ouest et le Nord Ouest, dont les eaux se déversent dans le canal de Mozambique.
- Le versant Sud.

### **I.2.2. Les lacs :**

Nombreux à Madagascar ; ils sont résultats de l'accumulation des eaux de ruissellements ou l'eau des différentes sources dans un endroit a importante imperméabilisation. On rencontre toujours des lacs dans un endroit en forme de cuvette imperméable.

Généralement, les lacs sont utilisés pour la pisciculture et aussi un endroit pour la lessive des gens du village voisin, mais actuellement comme le cas des gens

du village de Merikanjaka, ils sont servis, le lac, de point de recherche d'eau. Le lac est alors un des ressources pour les villages qui n'ont plus à l'accès d'un système d'alimentation.

### I.2.3. Les sources :

Elles sont résultats de l'apparition des ressources en eaux souterraines. Les eaux souterraines proviennent de l'infiltration des eaux de précipitation ; les sources sont utilisées pour alimenter les ménages tant que le système d'alimentation n'est pas encore conçu. Il existe différents types de sources classées :

*selon leur pérennité :*

- source pérenne
- source saisonnière
- source intermittente : source à débit discontinu même en régime non influencé.
- Source périodique : a débit interrompu mais qui varie selon une périodicité régulière.

*Selon la nature de l'eau qui sort :*

- Source minérale
- Source de Karst : source provenant du socle calcaire.
- Source hydrothermale ou géothermale : source d'eau chaude.

*Selon la manière dont l'eau atteint la surface*

- Source d'affleurement : généralement à flanc de colline et la venue de l'eau est de haut en bas.

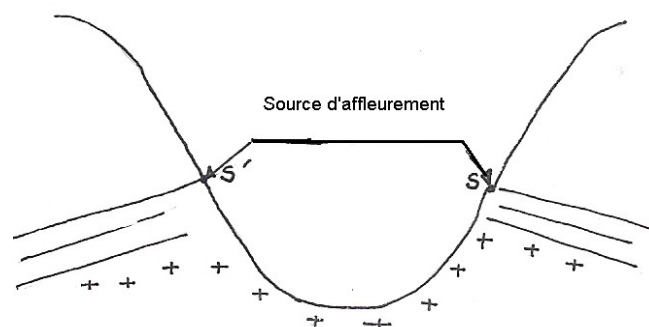


Figure n°1 : source d'affleurement

- Source d'émergence ou dépression : on rencontre directement en amont des zones marécageuses étendues.

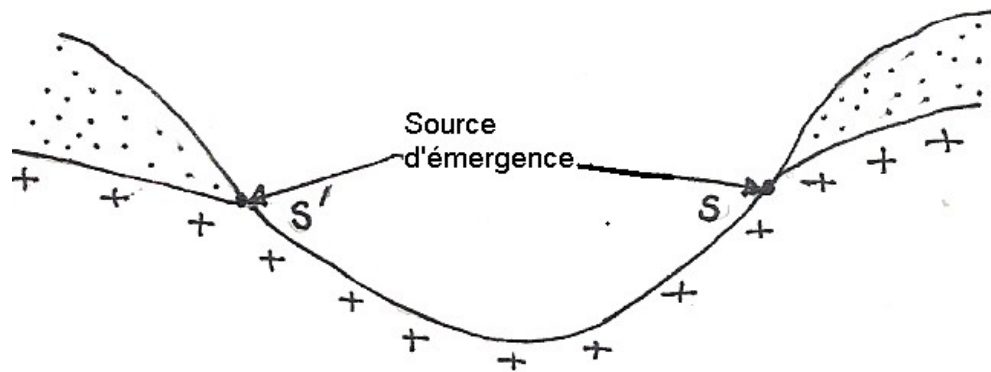


Figure n°2 : source d'émergence

- Source de déversement ou de trop plein : située au contact du mur imperméable d'un aquifère issu d'une nappe libre de trop plein non soutenue.

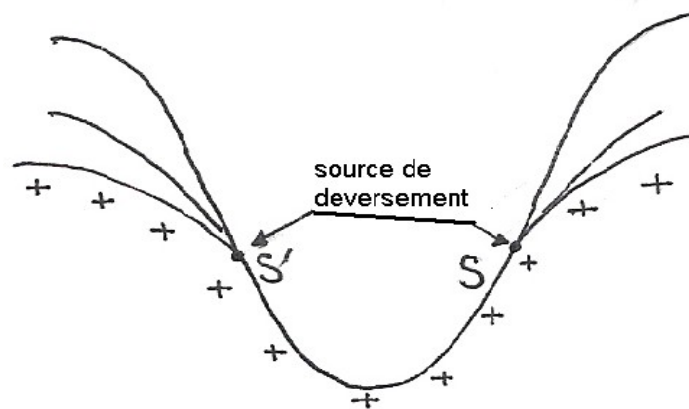


Figure n°3 : Source de déversement

- Source noyée ou source submergée : elle se situe sous un plan d'eau de surface ( mer, cours d'eau ou lac)
- Résurgence ou source secondaire : retour au jour de l'écoulement souterrain.
- Source artésienne ou jaillissante : issus d'une nappe captive.

### **I.3. LE SECTEUR EAU EN MILIEU RURAL.**

Le milieu rural malgache est constitué des localités de moins de 2000 habitants. L'approvisionnement en eau se fait de façon hétérogène, par des points d'eau (sources, cours d'eau, puits et eau de pluie,...).



Beaucoup de gens ne pensent plus aux conséquences c'est à dire aux maladies qui peuvent y arriver dans le futur avec ces eaux.

Ainsi, l'apparition des maladies hydriques et les maladies contaminées, comme le paludisme, marquent les caractéristiques de l'eau qu'ils exploitent.

En milieu rural, les points d'eau sont généralement exposés à l'atmosphère. Ils sont attaqués directement par les pollutions de l'extérieures. La majeure partie des points d'eau n'est plus aménagée et ouverte pour tous les animaux.

Face à ces graves problèmes du secteur eau en milieu rural, le volet adduction d'eau a été crée en 1987 dans le cadre du programme d'activités sociales avec les objectifs :

- D'augmenter la couverture en eau potable en milieu rural.
- De collaborer dans les régions et avec les gens non bénéficiaires des projets de développement de l'Etat.
- D'améliorer l'état de santé de la population.
- D'organiser la communauté en groupements pour réaliser des travaux de développement.

De plus, les eaux du milieu rural ne sont pas encore accès aux différentes analyses pour assurer la potabilité. Les gens du milieu rural considèrent que l'eau de la source qu'ils exploitent est potable ; ainsi cette considération est fausse car l'eau n'est potable qu'après avoir analysée du point de vu physico-chimique et bactériologique.

Vue les différentes sortes de pollutions de l'eau en milieu rural, la plupart des gens de la campagne apprécie toujours les règles que les anciens peuples viennent d'implanter en chacun des endroits à conserver, ces règles sont considérées comme une loi gérant le milieu, par exemple, le « fady ».

#### **I.4. SITUATION DE L'ADDUCTION D'EAU POTABLE A MADAGASCAR.**

L'adduction d'eau potable à Madagascar est divisée en deux (2) catégories différentes :

L'adduction d'eau en milieu urbain et l'adduction d'eau en milieu rural

#### **I.4.1. L'adduction d'eau en milieu urbain.**

En milieu urbain, l'adduction d'eau est généralement caractérisée par un grand système d'alimentation. Il représente le développement du milieu urbain et aussi l'attachement à la mondialisation. En plus, il est géré uniquement par un organisme qui entraine de monopoliser, c'est la JIRAMA. ; cas de l'alimentation en eau potable de la ville d'Antananarivo.

L'eau de la JIRAMA est testée, traitée et puis distribuée par un système adéquat à une vie urbanisée. Elle a alors un coût bien déterminé pour chaque tranche de consommation.

En ne considérant que l'adduction d'eau en milieu urbain, l'accès au développement rapide et durable est ainsi abouti qu'après quelques années car la mise en place d'un système de distribution pour chaque ménage marque l'avancement vers le développement.

De plus, l'eau est indispensable dans toutes activités humaines, on a besoin de l'eau pour se produire, alors sans l'eau, aucun rendement, et sans rendement, aucun développement surtout sur le plan économique. C'est pour cette raison que l'adduction d'eau en milieu urbain est favorisée. Cela est expliqué par la présence d'une importante nombre de population en milieu urbain.

La majeure partie des gens du milieu urbain est abonnée à la JIRAMA, mais quelquefois, on rencontre des gens qui exploitent les ressources naturelles avoisinantes comme les sources et les puits.

#### **I.4.2. L'adduction d'eau en milieu rural.**

En milieu rural, faute des investissements et aussi des techniciens, l'adduction d'eau en général se fait par système gravitaire.

D'abord, l'adduction par système gravitaire en milieu rural ne nécessite pas beaucoup d'investissement.

Cette méthode consiste à faire distribuer l'eau d'une source en amont du village par gravité.

Au point de vue analyse et traitement de la source, des simples analyses permettent de prendre la décision pour l'aménagement ( analyse physico-chimique et bactériologique) d'une source.

Ensuite, la manque de technicien pour gérer et pour surveiller le fonctionnement d'un système compliqué permet aux organismes concepteurs de placer le simple système gravitaire.

Pour le milieu rural malgache, un système d'adduction d'eau gravitaire marque déjà l'avancement d'une commune ou d'un village par rapport aux villages qui ne l'aient pas.

Enfin, il faut remarquer que l'adduction d'eau en milieu rural se fait aussi par l'intermédiaire d'un puits ou d'un forage ou de l'aménagement tout simplement des sources déjà exploitées d'avance.

### **I.5. LES DIFFERENTS TYPES D'AEP.**

L'alimentation en eau potable d'une ville, d'une commune ou d'un village est différent selon les types de ressources existantes et selon la conception du système. On distingue alors plusieurs type d'alimentation en eau potable :

#### **I.5.1. Le système d'alimentation par gravité**

Le système gravitaire consiste à distribuer de l'eau à la population déterminée par gravité. L'écoulement que ce soit dans un canal ou dans un tuyau se fait par gravité.

Ce système est le plus utilisé et conçu par les organismes exécutants comme le Caritas, SAF FJKM,.....Il est aussi le plus utilisé en milieu rural et quelquefois en milieu urbain. Il est aussi à moindre coût par rapport aux autres installations. Comme exemple de ce système d'alimentation, on a considéré le cas d'alimentation en eau potable de Merikanjaka.

#### **I.5.2. Le système d'alimentation par refoulement**

—  
Le système d'alimentation par refoulement consiste à faire monter l'eau d'une ressource pour une agglomération ou un village à desservir. Pour cela on utilise

une pompe pour refouler l'eau jusqu'au réservoir par l'intermédiaire d'une conduite de refoulement. Le fonctionnement de la pompe est assuré par un moteur comme le cas de la ville d'Antananarivo.

## CHAPITRE II. : EVALUATION DU TAUX DE DESSERTE

### II.1. TAUX DE DESSERTE EN MILIEUX URBAIN

Le milieu urbain est caractérisé par les chefs lieu de Faritany et de Fivondronana. Le taux de desserte en milieu urbain est fonction de la répartition de la population. Cette répartition n'est pas encore bien déterminée mais on doit adopter la division suivante pour définir les classes de chacun des milieux :

2000 à 10000 habitants : pour les agglomérations a petite taille

10000 à 25000 habitants : pour les agglomérations de taille moyenne

Plus de 25000 habitants : pour les agglomérations a grande taille

En considérant cette répartition de la population en milieu urbain, la variation des taux d'accroissement des dessertes par Faritany est obtenue par collecte des données.

| Faritany milieu urbain | Taux de desserte en année 2000 | Taux de desserte en année 2001 | Taux d'accroissement |
|------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------|
| Antananarivo           | 55.16                          | 62.70                          | 13.67                |
| Fianarantsoa           | 59.87                          | 66.18                          | 10.54                |
| Toamasina              | 40.77                          | 47.35                          | 16.14                |
| Mahajanga              | 86.30                          | 95.24                          | 10.36                |
| Toliary                | 63.84                          | 69.83                          | 9.38                 |
| Antsiranana            | 98.53                          | 100.00                         | 1.49                 |

Source : Rapport R1 du bureau de Projet PAEPAR, août 2003

TABLEAU N°1: Représentation du taux de desserte en milieu urbain par Faritany

### II.2. TAUX DE DESSERTE EN MILIEU RURAL.

La répartition des différents projets d'AEP dans le pays semble être fonction du pourcentage de la population rural dans chaque Province.<sup>10</sup>

La répartition de la population rurale malgache est représentée par le tableau de Bord social 2002 ci-après :

| Province     | Pourcentage |
|--------------|-------------|
| Antananarivo | 26.6        |

|              |      |
|--------------|------|
| Antsiranana  | 7.9  |
| Fianarantsoa | 23.2 |
| Mahajanga    | 14.0 |
| Toamasina    | 17.1 |
| Toliary      | 11.3 |
| Madagascar   | 100  |

Source: Rapport R1 du bureau de Projet PAEPAR, août 2003

TABLEAU N°2 : Représentation du taux de desserte en milieu rural par Faritany.

Le taux de desserte en milieu rural est le pourcentage des personnes desservies par rapport au nombre au nombre total de la population rurale de la même région.

Le taux d'accès à l'eau potable dans le milieu rural malgache

| Province     | Population totale | Total population rurale | Total population desservie | Taux de desserte |
|--------------|-------------------|-------------------------|----------------------------|------------------|
| Antananarivo | 4585068           | 2702286                 | 388613                     | 14.38%           |
| Antsiranana  | 1189480           | 971504                  | 46510                      | 4.78%            |
| Fianarantsoa | 3368871           | 2810282                 | 191546                     | 6.82%            |
| Mahajanga    | 1734119           | 1373204                 | 107237                     | 7.81%            |
| Toamasina    | 2594663           | 2029627                 | 107864                     | 5.31%            |
| Toliary      | 2229649           | 1728472                 | 502847                     | 30.13%           |
| MADAGASIKARA | 15701850          | 11615375                | 1362617                    | 11.73%           |

Source: Rapport R1 du bureau de Projet PAEPAR, août 2003.

TABLEAU N°3 : Représentation du taux d'accès en eau potable en milieu rural

Le taux de desserte en eau potable dans tout le milieu rural malgache est alors de 11.73%, ce qui est encore assez faible car l'objectif c'est de desservir en 2015, 80% de la population rurale malgache.

Pour atteindre cet objectif, il faut essayer d'avoir chaque année de 2001 à 2015 pour atteindre en dernière année 80.63% du taux de desserte en eau potable dans le milieu rural malgache

| Année | Total population rural | Population desservie en début d'année | Population à desservir | Population desservie en fin d'année | Taux de desserte |
|-------|------------------------|---------------------------------------|------------------------|-------------------------------------|------------------|
| 2001  | 11615375               | 1362617                               | -                      | -                                   | 11.73%           |
| 2002  | 11940606               | 1400771                               | -                      | -                                   | 11.73%           |

|      |          |          |        |          |        |
|------|----------|----------|--------|----------|--------|
| 2003 | 12274943 | 1439992  | 650572 | 2090564  | 17.03% |
| 2004 | 12618642 | 2149100  | 668788 | 2817888  | 22.33% |
| 2005 | 12971964 | 2896789  | 687514 | 3584303  | 27.63% |
| 2006 | 13335179 | 3684664  | 706765 | 4391429  | 32.93% |
| 2007 | 13708564 | 4514389  | 726554 | 5240943  | 38.23% |
| 2008 | 14092404 | 5387690  | 746898 | 6134588  | 43.53% |
| 2009 | 14486992 | 6306357  | 767811 | 7074168  | 48.73% |
| 2010 | 14892628 | 7272245  | 789310 | 8061555  | 54.13% |
| 2011 | 15309622 | 8287279  | 811410 | 9098689  | 59.43% |
| 2012 | 15738292 | 9353453  | 834130 | 10187583 | 64.73% |
| 2013 | 16178965 | 10472836 | 857486 | 11330332 | 70.03% |
| 2014 | 16631976 | 11647571 | 881495 | 12529066 | 75.33% |
| 2015 | 17097672 | 12879880 | 906177 | 13786057 | 80.63% |

TABLEAU N° 4 : Représentation du taux de desserte en eau potable en milieu rural

### **CHAPITRE III : LES FACTEURS INFLUENCANT L'ADDUCTION D'EAU DANS LES ZONES D'IMERINA CENTRAL.**

L'étude de l'alimentation en eau potable d'une zone déterminée nécessite plusieurs données dont : le relief, la géologie, le climat, l'hydrologie, les sols<sup>12</sup>, les végétations plus généralement le milieu physique et en plus le milieu humain et social à savoir la population et la démographie, enfin, on doit tenir compte aussi les problèmes de l'environnement.

Pendant toute l'étude, on doit tenir ces caractéristiques :

#### **III.1. LE RELIEF :**

La région du projet fait partie des hautes terres par rapport à l'ensemble de l'île.

La région des hautes terres est marquée par trois ensembles de relief :

Au Nord et à l'Ouest, les hauts plateaux, dépassent le 1500m d'altitude. Il sont séparés par des vastes vallées drainées par deux fleuves, la Betsiboka et l'Ikopa.

Le centre se caractérise par l'escarpement de faille de l'Angavo et le paysage de collines de l'Imerina Est. A l'Ouest, il y a les plaines d'Antananarivo, dont l'aménagement commençait au temps de la royauté Merina.

Le Sud a une altitude plus élevée. C'est une région volcanique comprenant plusieurs bassins aménagés : Ambatolampy.

L'Imerina central, couvrant une superficie de 19081km<sup>2</sup>, présente un relief morcelé dont l'altitude varie de 600 à 1700m.

Le centre est caractérisé par ses collines escarpées et sa plaine inondable.

L'Est est marqué par la région de Manjakandriana formée par une succession de collines coupées par des chaos de boule granitique.

Le sous-préfecture d'Ankazobe, au Nord, marqué par le vaste ensemble de Tampoketsa tandis que le Nord-Est, sous-préfecture d'Anjozorobe présente un paysage plus ouvert avec des vallées séparant les tanety.

Au Sud, le sous-préfecture d'Ambatolampy est constitué par une fraction du versant de l'Ankaratra.

L'Itasy environ 6570km<sup>2</sup> est marqué par l'abaissement de la crête d'Ankaratra, suivi par des rivières. La bastion d'Ambatomanjaka au Nord (1500m) et la montagne du Manja au Sud (1765m) forment aux alignements granitiques et constituent une ligne de partage des eaux.

13

### **III.2. LA GÉOLOGIE :**

La situation est au niveau de l'axe central de Madagascar. Le sous-sol de la région est généralement constitué de :

- granites et migmatites du Tampoketsa au Nord
- Infra-graphite du groupe d'Ambodiriana, caractérisant le Moyen-Ouest de la Province d'Antananarivo.
- Néogène lacustre et granite du Nord Est
- Série schisto-quartzite calcaire du Sud

Sur ce sous-sol, des formations diverses se sont constituées :

- La massif volcanique de l'Itasy, sur le sol ferralitique brun humifère, cas d'Ambohitompoina Soavinandriana et sol brun sur basalte récent à Andranomafana, Belazao.
- Les massifs quartziques sont les roches sédimentaires ayant subi une métamorphisation

- Le relief sur la bordure occidentale du massif volcanique de l'Ankaratra.
- La partie Ouest de la région est caractérisée par les pénéplaines latéritiques ou haute surface d'érosion non enroctées sur les roches acides.
- Le relief granito-gneissique épars sur hautes terres latéritiques odulées.
- Les cuvettes et plaines alluviales.

### **III.3. LE CLIMAT :**

La région considérée fait partie du régime climatique tropical d'altitude, supérieure à 900m. Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 20°C. Ce domaine climatique englobe l'axe central de la haute terre et couvre une grande partie de la Province d'Antananarivo.

L'année comporte deux saisons :

- Une saison pluvieuse et moyennement chaude, de Novembre à Mars<sup>14</sup>
- Une saison fraîche et relativement sèche, durant le reste de l'année.

Il existe de nombreux sous climats. Il est même possible que chaque sous préfecture ou chaque commune ait sa spécificité climatique

Le climat est caractérisé par les températures et les pluviométries dont les données ont été tirées de la direction de la météorologie et de l'Hydrologie d'Antananarivo à Ampandrianomby.. La température de la région de l'Imerina Central est donnée par ce tableau :

| STATION        | Altitude<br>(m) | Periode | TEMPERATURE MOYENNE |                       |      |                       |      |
|----------------|-----------------|---------|---------------------|-----------------------|------|-----------------------|------|
|                |                 |         |                     | mois le plus<br>chaud |      | Mois le plus<br>froid |      |
|                |                 |         | Annuelle            | Mois                  | T°   | Mois                  | T°   |
| Antananarivo   | 1310            | 61-90   | 18,8                | Fevrier               | 21,4 | Juillet               | 15,2 |
| Ambohimandroso | -               | -       | -                   | -                     | -    | -                     | -    |
| Itaosy         | -               | -       | -                   | -                     | -    | -                     | -    |
| Itaosy         | -               | -       | -                   | -                     | -    | -                     | -    |
| Ambohimanga    | -               | -       | -                   | -                     | -    | -                     | -    |



|                     |      |       |      |          |      |         |      |
|---------------------|------|-------|------|----------|------|---------|------|
| Ambatolampy         | 1555 | 61-80 | 16,8 | Fevrier  | 19,9 | Août    | 13   |
| Tsiazompaniry       | 1480 | 54-70 | 16,9 | Décembre | 20,9 | Juillet | 14,1 |
| Anjzorobe ZP        | 1150 | 61-67 | 18,3 | Décembre | 20,9 | Juillet | 14,1 |
| Angavokely          | 1383 | 61-90 | 17,3 | Fevrier  | 19,8 | Juillet | 13,7 |
| Ivato aéroport      | 1264 | 61-90 | 18,9 | Fevrier  | 22   | Juillet | 14,9 |
| Ankazobe ZP         | 1190 | 61-90 | 19,5 | Fevrier  | 22   | Juillet | 15,7 |
| Arivonimamo<br>aéro | 1450 | 51-80 | 17,7 | Fevrier  | 20,1 | Juillet | 14   |
| Miarinarivo         | 1330 | 59-70 | 19,1 | Fevrier  | 21,5 | Juillet | 15,4 |
| Soavinandriana      | 1557 | 61-90 | 17,5 | Décembre | 19   | Juillet | 14,1 |

Source : Direction de la Météorologie et de l'Hydrologie d'Antananarivo-  
Ampanrianomby

TABLEAU N°5 : La température de la région de l'Imerina Central

15

Et l'évolution de la température mensuelle à Antananarivo est représentée dans  
le tableau ci- dessous :

|      | Janv. | Fev  | Mars | Avril | Mai  | Juin | Juil | Août | Sept | Oct  | Nov  | Déc  |
|------|-------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 2000 | 21,9  | 21   | 20,5 | 21,1  | 19,4 | 16,3 | 15,5 | 16,1 | 17,5 | 20,1 | 20,5 | 21,7 |
| 2001 | 22,1  | 22,2 | 21,8 | 21,1  | 19,2 | 16,2 | 15,9 | 17,2 | 18,9 | 19,5 | 21,2 | 22,9 |
| 2002 | 22,4  | 21,9 | 21,9 | 19,7  | 18,5 | 16,1 | 16,4 | 15,5 | 18,3 | 19,6 | 22,1 | 22   |

Source : Direction des exploitations météorologiques

TABLEAU N°6 : Evolution de la température mensuelle à Antananarivo

La pluviométrie annuelle de la région d'Imerina central se présente comme  
suit :

|                    | STATIONS          | Altitudes<br>en m | Périodes | Pluie<br>annuelle | nb de mois sec<br>(*) |             |
|--------------------|-------------------|-------------------|----------|-------------------|-----------------------|-------------|
| IMERINA<br>CENTRAL | Antananarivo      | 1310              | 61-90    | 1365,3            | 4,5                   | Mai à Sept  |
|                    | Ambohimandroso    |                   | 69-90    | 1237,5            |                       |             |
|                    | Itaosy            |                   | 68-89    | 1538,1            |                       |             |
|                    | Ambohimanga       | 1555              | 51-80    | 1392,7            | 0,5                   | Juin        |
|                    | Ambatolampy       |                   | 61-90    | 1266,3            |                       |             |
|                    | Anjzorobe ZP      |                   | 61-90    | 1233,6            |                       |             |
|                    | Angavokely        |                   | 61-90    | 1355,3            |                       |             |
|                    | Ivato aéroport    | 1264              | 61-90    | 1456,3            | 3,5                   | Juin à Sept |
|                    | Ankazobe ZP       | 1190              | 91-90    | 1430,1            | 4                     |             |
|                    |                   |                   |          |                   |                       |             |
| ITASY              | Arivonimamo aéro  | 1450              | 61-90    | 1481,9            | 3                     | Juin à Août |
|                    | Miarinarivo       | 1330              | 61-88    | 1353,3            | 3,5                   | Mai à Août  |
|                    | Soavinandriana ZP | 1575              | 61-88    | 1703,3            | 1                     | Juin        |

(\*) définir à partir des courbes ombrométriques pour chaque station

TABLEAU N°7 : La pluviométrie annuelle de la région d'Imerina central

Dans l'ensemble de la région, le total annuel des précipitations pour chaque sous préfecture dépasse 1000mm.

Dans la région de l'Imerina central, la moyenne des pluies annuelles est de 1364mm en 118 jours avec un maximum de 1456.3mm en 129 jours relevé dans le sous préfecture de Manjakandriana, où il n'existe aucun mois sec et un minimum de 1237.5mm en 90 jours enregistré dans la sous préfecture d'Antananarivo Atsimondrano.

Evolution de la pluviométrie mensuelle à Antananarivo

|      | Janv  | Fev   | Mars  | Avr  | Mai   | Juin | Juil | Août | Sept | Oct | Nov  | Déc   | Hauteur | Moy.<br>Mensuelle |
|------|-------|-------|-------|------|-------|------|------|------|------|-----|------|-------|---------|-------------------|
| 2000 | 113,5 | 256,5 | 142,4 | 1,4  | 4,5   | 4    | 16   | 0,6  | 0,5  | 29  | 190  | 202,4 | 959,8   | 79,98             |
| 2001 | 576,5 | 152,3 | 45,7  | 11,3 | 1,2   | 1,6  | 2,1  | 35,7 | 0    | 47  | 31,4 | 253,3 | 1158,4  | 96,53             |
| 2002 | 149,1 | 286,4 | 74,5  | 88,7 | 108,3 | 11   | 0,2  | 1,7  | 45,2 | 54  | 162  | 274,6 | 1254,7  | 104,56            |
| 2003 | 860,6 | 102,1 | 345,5 | 23,2 | 1,2   | 1,4  | 6,3  | 0,1  | 31,2 | 2,2 | 167  | 254,4 | 1795,6  | 149,63            |
| 2004 | 200,8 | 229,4 | 114,5 | 27   | 25,2  | 3    | 1,2  | 0,5  | 4,7  | 25  | 123  | 374   | 1128,3  | 94,03             |

Source : Direction des exploitations météorologiques

TABLEAU N°8 Evolution de la pluviométrie mensuelle à Antananarivo

Du point de vue quantité de précipitation, la pluviométrie ne présente pas de grande différence sur les statistiques de vingt (20) ou trente (30) ans, c'est la répartition de l'année qui comporte parfois des mois secs trop longs au début de la saison, ne permettant pas ainsi un bon démarrage de la campagne agricole, surtout pour les rizicultures des bas fonds.

### **III. 4. L'HYDROLOGIE.**

La province d'Antananarivo est traversée d'une grande partie des principaux fleuves de Madagascar. Ikopa et ses affluents (Sisaony Mamba et Andromba), les cours supérieurs de l'Isandrana, de la Mahavavy ainsi que de la Betsiboka sont généralement dans l'Imerina central, la Mahajilo et ses affluents, ainsi que les bas Mangoro et son affluent, essentiellement dans l'Itasy.

Le réseau hydrographique semble dense et les données hydrologiques caractérisant les fleuves ne sont pas suffisamment représentatifs. <sup>1</sup>Elles constituent une base de données actualisables :

Le débit moyen annuel (mesures pluriannuelles de 1955 à 1998) est représenté comme suit :

| Fleuve   | Station d'observation   | Superficie BV (km <sup>2</sup> ) | Debit moyen annuel(m <sup>3</sup> /s) | L/s/km <sup>2</sup><br>Module spécifique |
|----------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------|
| Ikopa    | Ambohimambol<br>a       | 1407                             | 28.5                                  | 21.6                                     |
|          |                         | 1691                             | 29.7                                  | 17.6                                     |
| Sisaony  | Anosizato               | 318                              | 6.04                                  | 19                                       |
| Andromba | Andramasina<br>Tsinjony | 350                              | 7.73                                  | 22                                       |

*Source: ALDEGHERI (M), Fleuve et rivière de Madagascar*

TABLEAU N°9 : Le débit moyen annuel des principaux fleuves traversant la province d'Antananarivo

### **III.5. LES SOLS**

La région des hauts plateaux, en matière de pédologie, est marquée par la dominance de trois types de sols suivants :

Les sols ferralitiques couvrant une grande partie des régions, ces sols sont compacts, fragiles et difficiles à travailler mais ils sont favorables à la culture de maïs et de manioc et peuvent se prêter à la culture de pommes de terre et à l'arboriculture

Les sols alluviaux, n'occupant qu'une place restreinte, se rencontrent dans les cuvettes, comme les plaines d'Antananarivo .Ils sont affectés en général du riz mais on rencontre en plus du riz, des cultures de contre saison : pomme de terre, petit pois et tomates

Les sols volcaniques, assurant une fertilité naturelle, qui caractérisent la partie Ouest de l'Itasy

La fertilité des sols de l'ensemble de la région est très inégale mais leur variété et leur faculté de supporter les amendements permettent<sup>18</sup> les importantes exploitation.

L'exploitation de ces sols nécessite l'éradication des feux de brousse, le reboisement, la mise au point de procédées destinés à freiner le rythme d'érosion, le développement des pratiques culturelles non érosives.

### **III.6. LES VÉGÉTATIONS**

L'ensemble de la région est caractérisé par le faible superficie couverte en forêt primaire. La dégradation est telle qu'il ne reste plus que quelques lambeaux de forêts, juste à la limite orientale de la province, à l'Est d'Anjozorobe passant par Ambatolaona jusqu'à Tsinjoarivo ,à Ambatolampy et au Tampoketsa (Ankazobe )

Des zones de boisement en eucalyptus existent dans les sous-préfectures de Manjakandriana et d'Anjozorobe. Elles fournissent presque la totalité des besoins en bois de chauffe de la ville d'Antananarivo.

Dans les bas fond. on rencontre des marais à joncs et parfois à viha, quelques vestiges de forêts galeries qui sont en voie de disparition

### **III.7. LA POPULATION ET LA DÉMOGRAPHIE**

Dans l'ensemble de la région, toutes sous préfectures ont plus de 100000 habitants à l'exception de la sous préfecture d 'Ankazobe d'après le recensement général de la population en 1993. Le nombre moyen de la population dans les sous préfectures est de 199264 habitants.

Répartition spatiale de la population :

| Code | Sous préfecture | Population résidente | Pourcentage | Superficie en km <sup>2</sup> | Densité Hab/km <sup>2</sup> |
|------|-----------------|----------------------|-------------|-------------------------------|-----------------------------|
| 101  | Antananarivo    | 710236               | 30%         | 107                           | 6638                        |
| 117  | Renivohitra     |                      |             |                               |                             |
|      | Antananarivo    | 229597               | 10%         | 379                           | 606                         |
|      | Atsimondrano    |                      |             |                               |                             |
| 102  | Antananarivo    | 163471               | 7%          | 545                           | 300                         |

|     |                       |         |      |       |     |
|-----|-----------------------|---------|------|-------|-----|
|     | Avaradrano            |         |      |       | 19  |
| 104 | Ambatolampy           | 169447  | 7%   | 1632  | 104 |
| 115 | Andramasina           | 109444  | 5%   | 1416  | 77  |
| 107 | Anjozorobe            | 114312  | 5%   | 4292  | 27  |
| 106 | Manjakandrian         | 159406  | 7%   | 1718  | 93  |
| 103 | a                     | 185146  | 8%   | 1418  | 131 |
| 104 | Ambohidratrimo        | 87315   | 4%   | 7574  | 12  |
|     | Ankazobe              |         |      |       |     |
|     | Total Imerina central | 1928374 | 81%  | 19081 | 101 |
| 105 | Arivonimamo           | 204601  | 9%   | 2025  | 101 |
| 112 | Miarinarivo           | 142462  | 6%   | 2634  | 54  |
| 113 | Soavinandriana        | 115733  | 5%   | 1907  | 61  |
|     | Total Itasy           | 462796  | 19%  | 6566  | 70  |
|     | Ensemble région       | 2391170 | 100% | 25647 | 93  |

Source : Rapport INSTAT 1993

TABEAU N°10 : Répartition spatiale de la population

La population est fortement concentrée à Antananarivo Renivohitra (30%). C'est le résultat du phénomène d'urbanisation.

Les sous préfectures d'Ankazobe, Andramasina, Anjozorobe et Soavinandriana compte le moins de population (moins de 6%). Ils sont caractérisés par l'enclavement de certaines communes et l'insécurité dans le milieu rural.

#### Population urbaine et population rural :

L'effectif de la population en milieu rural est plus important qu'en milieu urbain. Environ 65% de la population de la région résident en milieu rural, les restes (35%) se répartissent inégalement dans les chefs lieux des sous préfectures et les chefs lieux de communes

## **CHAPITRE IV. : PROBLEMES D'ADDUCTION D'EAU EN MILIEU RURAL.**

### **IV.1. PROBLÈMES GÉNÉRAUX DE L'ADDUCTION D'EAU EN MILIEU RURAL :**

Sur le plan eau, notre pays possède de ressource favorable. Mais en raison de la qualité douteuse, de l'utilisation rationnelle de l'eau par la masse rurale est limitée, ce qui réduit leurs efforts de production tant sur l'agriculture, l'élevage que sur l'amélioration de leur niveau de vie

Les maladies hydriques sont responsables des cas de morbidité dans le territoire malgache. Les conditions de santé sont les plus précaires. Or, nous le savons que 80% de la population sont des ruraux et l'économie nationale en dépend beaucoup.

Ainsi, la position du problème est donc basée en général sur ces deux constatations, mais du point de vu technique, il y a encore plusieurs :

- Problèmes au niveau des ressources
- Problèmes au niveau du captage
- Problèmes au niveau du réseau
- Problèmes au niveau des bornes fontaines

#### **IV.1.1. Problèmes au niveau des ressources :**

Madagascar rencontre des problèmes au niveau des ressources grâce aux facteurs polluants aussi naturels qu'artificiels

- Les puits :

Ce point d'eau est dit artificiel car ce sont les habitants qui les construisent. Le débit et la qualité de l'eau de ces puits ne sont plus assurés.

- Les fleuves et rivières :

Ils constituent la principale source d'approvisionnement car ils sont très nombreux mais la qualité est aussi douteuse.

Les sources :

En général, les sources sont presque pures mais il y a aussi des cas que les sources, grâce à son originalité ,hydrologie du terrain et aspects chimiques des constituants du sol ainsi que les pollution venant de la surface du sol, qui ne sont pas potable

Il ne faut pas donc confier à toutes sortes de sources qu'après avoir les analysées

- Les marées :

Les marées sont des points d'eau à usages multiples (habitants et bestiaux), la qualité de l'eau laisse à désirer.

#### **IV.1.2. Problèmes au niveau du captage :**

En considérant que c'est au niveau du captage que l'alimentation en eau d'un village ou d'une ville prend naissance ; des graves problèmes peuvent y affecter. Ils sont déterminés par la manque du système d'aménagement, la manque de protection du captage qui peut entraîner le déficit du débit et aussi l'attaque de toutes sorte de pollutions. Dans ce cas le problème au niveau du captage affecte directement l'alimentation du village considéré.

#### **IV.1.3. Problèmes au niveau des réseaux :**

Dans le cas où il existerait déjà, au sein d'un village, un système d'adduction d'eau ; par exemple un système d'alimentation par gravité, les problèmes apparaissent au niveau des réseaux car la plupart des réseaux construit ne connaissent pas d'entretien et que ces réseaux ne sont pas bien protégés contre toutes sortes de dégradations et aussi d'érosions affectant le long des réseaux ; Ainsi, ils arrivent quelques fois des ruptures impliquant la non fonctionnement du réseau.

La manque d'entretien entraîne aussi la corrosion au niveau des tuyauteries.

#### **IV.1.4. Problèmes au niveau des bornes fontaines :**

On rencontre souvent les problèmes au niveau de l'exploitation du système d'adduction d'eau. Les bénéficiaires exploitent le maximum possible, cela est

expliqué par l'inconscience des bénéficiaires et engendre la non pérennité des ouvrages installés.

Au niveau des bornes fontaines, c'est aussi les conflits entre les bénéficiaires qui conduisent jusqu'à la destruction des ouvrages

Face à ces problèmes, les responsables du système d'alimentation tel que le maître de l'ouvrage et les entreprise titulaire ainsi que les bénéficiaires doivent chercher des solutions pour pérenniser les ouvrages.

## **IV.2. LES MESURES PROPOSEES.**

### **IV.2.1. Au niveau des ressources :**

Nous avons vu que les principaux problèmes au niveau des ressources c'est la pollution et le déficit du débit. Ainsi les mesures proposées sont :

Organiser un programme de reboisement au niveau du bassin versant pour protéger le sol contre l'érosion et pour assurer la bonne infiltration en ce lieu.

Sensibiliser les gens à la propreté de l'environnement, ce qui conduit à la bonne assainissement du village et ses environs.

### **IV.2.2. Au niveau du captage :**

La seule et unique solution pour les problèmes au niveau du captage c'est la mise en place d'un périmètre de protection des ouvrages de captage (P.P.O.C).

### **IV.2.3. Au niveau des conduites :**

La protection des conduites se fait au moment de la conception, plus exactement en phase étude sur terrain avant la mise en oeuvre technique :

La pose des conduites devrait suivre les normes, sur une profondeur de 0.80m, et à des endroits sécurisés.

Les conduites ne devraient pas traverser les terres cultivées.

On sensibilise les gens à protéger les réseaux.



#### **IV.2.4. Au niveau des bornes fontaines :**

Pour résoudre en avance les problèmes au niveau des bornes fontaines, on devrait assurer l'éducation des gens bénéficiaires afin de les inciter à protéger les ouvrages et même le système d'alimentation du captage aux bornes fontaines.

PARTIE II  
PRESENTATION  
ET ETUDES TECHNIQUES DES VARIANTES D'AEP  
DE MERIKANJAKA

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES SUR LES DEUX VARIANTES

**PARTIE II :**  
CHAPITRE V : PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA ZONE  
D'ÉTUDE (MERIKANJAKA)

**ETUDES  
TECHNIQUES DES DEUX POSSIBILITES  
D'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE MERIKANJAKA**

Le village de Merikaniaka est repéré par les coordonnées Laborde

Y= 498.20m

Z=1340.00m

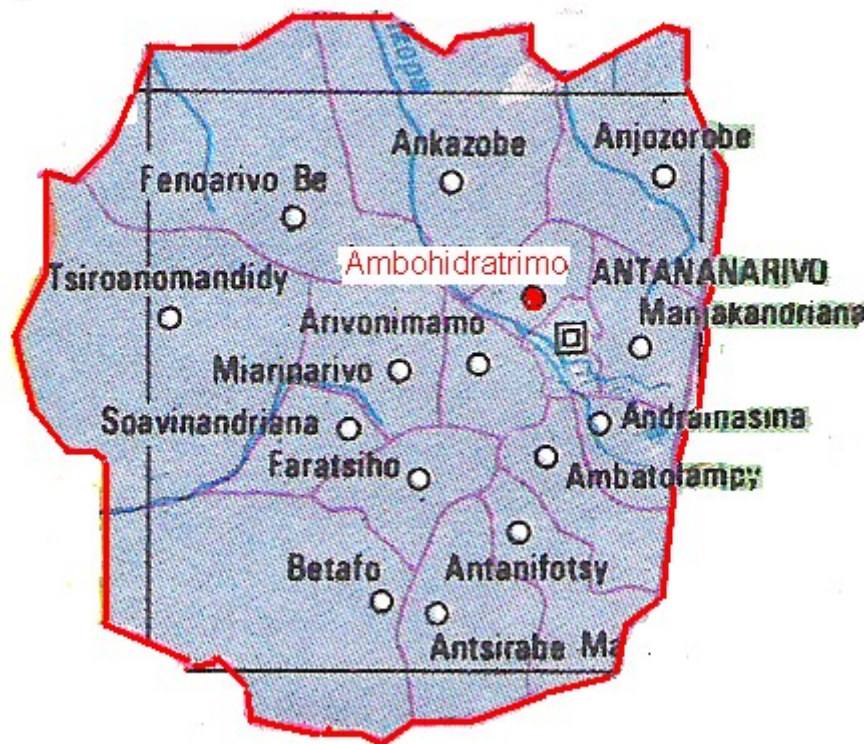
Merikanjaka se trouve au Nord–Ouest de la capitale (ANTANANARIVO) c'est à dire dans la région d'Analamanga.

Il est situé dans le sous-préfecture d'Ambohidratrimo, dans la zone de l'Imerina central.

Le village de Merikanjaka appartient à la commune rurale d'Antanetibe Mahazaza, environ 49km de la ville d'Antananarivo. La distance du village avec le chef lieu de commune est de 5 km, longe sur la route vers Anjanadoria.

Cette carte nous permet de mieux situer Ambohidratrimo afin de mieux comprendre la situation géographique de la zone d'étude.

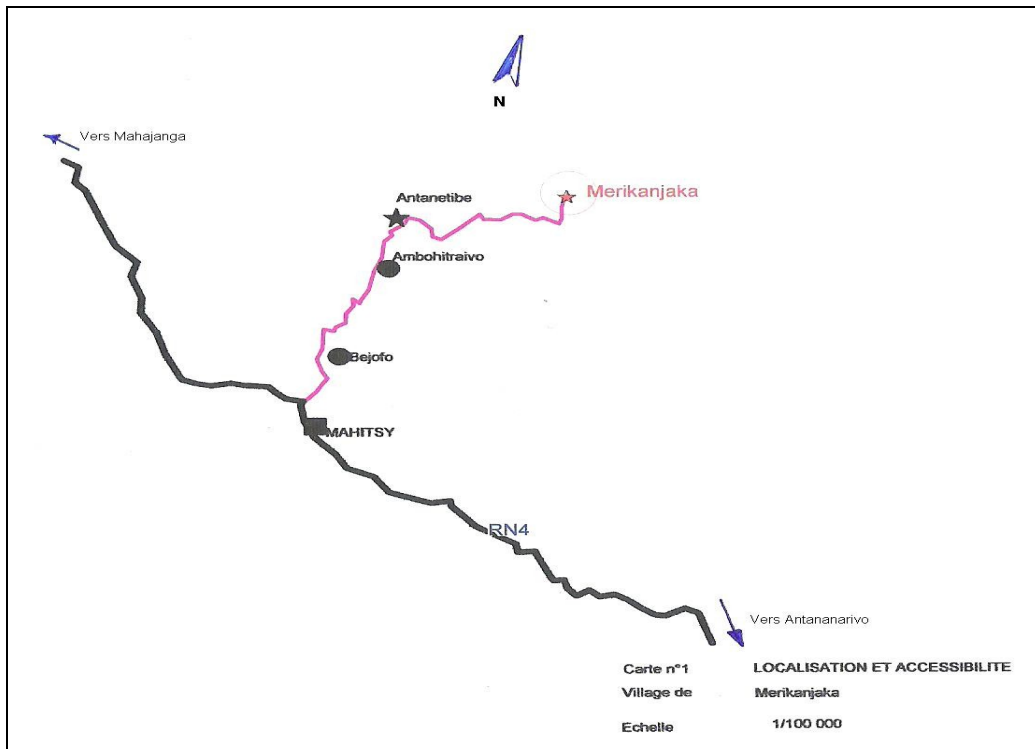
LOCALISATION DE LA SOUS PREFECTURE D'AMBOHIDRATRIMO



## V.2. ACCESSIBILITÉ

La route menant à Merikanjaka se divise en deux (2) tronçons ; l'un une chaussée revêtue appartenant à la RN 4 jusqu'à Mahitsy et l'autre une piste en voie de se dégrader et une partie de ce piste est de très mauvais état surtout en période de pluie

Ainsi en saison de pluie, l'accès jusqu'au village de Merikanjaka est très difficile mais en saison sèche, les taxi –brousses et les voitures de types 4\*4 peuvent circuler jusqu'à Merikanjaka



### **V.3. RELIEF**

Comme le village est situé dans le haut plateau, son relief est constitué par des zones montagneuses d'altitude environ 1400m. Le village se situe sur le tronc d'une montagne à une altitude de 1340m.

### **V.4. GÉOLOGIE**

Le sous-sol de la région est généralement constitué par du socle cristallin en particulier, la présence des granites et de l'infra graphite qui caractérise le moyen Ouest de la province d'Antananarivo.

### **V.5. COUVERTURE VÉGÉTALE**

En général, les environs de la zone d'étude sont couverts de prairie ainsi que quelques eucalyptus. Mais au alentour du lac, caractérisant cet endroit, il y a une importante nombre d'eucalyptus.

Les zones du bas fond sont constituées par les culture c'est-à-dire elles sont aménagées en rizière, tandis que les alentours du village sont cultivés de maniocs, patate douce,..... , ou généralement des cultures sèches

## **V.6. POPULATION**

Ce village comporte de une population jeune car presque 53% de la population est âgé de moins de 18 ans.

36% de la population est classée dans la population active c'est-à-dire entre 18 et 60 ans Et 11% sont des vieillards âgés de plus de 60 ans. La récapitulation de la répartition de la population est représentée dans le tableau ci-après :

| Classe par<br>âge A | Nombre    |          |
|---------------------|-----------|----------|
|                     | Masculins | Féminins |
| A<18 ans            | 90        | 95       |
| 18<A<60ans          | 61        | 64       |
| A<60 ans            | 18        | 22       |
| Nombre total        | 169       | 181      |

Source : enquête sur terrain

TABLEAU N° 11 : répartition de la population de Merikanjaka

## **V.7. ACTIVITÉS DES HABITANTS**

La majeure partie des habitants de ce village sont des agriculteurs. Les principaux culture sont : le riz, le manioc, l'oignon, les haricots, la patate douce et les légumes ; ils sont classés par ordre prioritaire

En contre partie, ils sont aussi éleveurs de bœufs, de porcs et quelques fois des volailles

## **V.8. Les infrastructures de base**

En ce village, il n'y a qu'une école primaire publique nommée actuellement Ecole d'Education Fondamentale du Premier cycle, ayant les cinq classes du CP1, CP2, CE, CM1 et CM2.

Les effectifs pour chaque classe sont représentés ci-dessous

|       | Garçons | Filles | Total | Moyenne<br>d'âge |
|-------|---------|--------|-------|------------------|
| CP1   | 25      | 16     | 41    | 7.5 ans          |
| CP2   | 18      | 16     | 34    | 9.5 ans          |
| CE    | 16      | 15     | 31    | 10 ans           |
| CM1   | 5       | 10     | 15    | 11.5 ans         |
| CM2   | 9       | 7      | 16    | 12 ans           |
| Total | 73      | 64     | 137   |                  |

Source : enquêtes sur terrain

TABLEAU N° 12 : Les effectifs pour chaque classe de l'EPP de Merikanjaka

Deux (2) enseignants, seulement, s'occupent de ces 5 classes. Ils sont fonctionnaires.

La répartition des enseignants par classe est la suivante :

- Les classes CP1 et CP2 ont tenu un maître
- Les classes CE et, CM1 et CM2 ont tenu par le directeur de l'école

Les résultats aux examens officiels (CEPE / 6<sup>ème</sup>) sont en moyenne égale à 80,75% mais on constate que plus le nombre des impétrants augmente, plus le résultat décroît

En plus, seul un temple FJKM assure la mission chrétienne en ce village et presque la majeure partie de la population est protestante

Enfin ce, ce village ne présente jusqu'à nos jours, de l'hôpital, même un centre de santé de base

Le centre de santé de base se trouve au chef lieu de commune, Antanetibe Mahazaza qui est à une distance de 5 Km du village

## **V.9. SANTÉ**

D'après l'enquête effectuée sur quelques gens du village, la maladie la plus fréquente est le paludisme surtout en période de récolte.

29

## **CHAPITRE VI : SITUATION EN EAU ACTUELLE DU VILLAGE**

### **VI.1. SITUATION EN EAU DU VILLAGE**

Les villageois marchent vers le lac pendant 10 à 15 mn pour chercher de l'eau. Cette eau n'est pas propre du tout surtout pendant la saison de pluie, elle est exposée aux pollutions et aux ruissellements.

En plus de la pollution entraînée par les eaux de ruissellement, le lac est aussi affecté par une certaine pollution venant de l'infiltration des eaux usées des villageois.

En conclusion, l'eau du lac est impropre.

## **VI.2. HYGIÈNE ET ASSAINISSEMENT**

La majeure partie des familles existantes à Merikanjaka possède et dispose d'une latrine de type traditionnel pour évacuer leurs excréments.

Pour les fosses à ordures, quelques familles possèdent mais les autres compostent directement leurs ordures au parc à zébus.

En général les habitants de ce village ne possèdent pas de douche mais au premier vu, ils sont propres. Ils utilisent toujours du savon pour le lavage des mains et la lessive.

## **VI.3. POSITION DU PROBLÈME**

La situation en eau potable de cette zone est dangereuse car seul le lac se trouvant à l'Ouest du village alimente toute la population. Le problème se pose donc au niveau de propreté de l'eau à exploiter. D'abord en tant que eau de surface elle est directement exposée à toutes sortes de pollutions. En plus, les gens viennent non seulement pour chercher de l'eau mais aussi pour se laver, et faire la lessive aux environs.

30

## **VI.4. MESURES PROPOSÉES**

En laissant les gens chercher l'eau du lac, des graves problèmes surtout au niveau de sa santé peuvent être à considérer.



Ainsi, en tenant compte les propositions des habitants du village, on a intérêt à étudier tous les cas possibles pour résoudre ce problème

On peut prendre et évaluer deux (2) solutions possibles pour alimenter en eau le village de Merikanjaka :

- Mise en place d'un système d'adduction d'eau à partir d'une nouvelle source située en amont du village (AEPG)
- traitement de l'eau du lac et adduction par refoulement

## **CHAPITRE VII : GENERALITES SUR LES ETUDES TECHNIQUES D'AEP**

### **VII.1. ETUDE DU BESOIN EN EAU**

#### **VII.1.1. Détermination du nombre de population bénéficiaire**

Le nombre de bénéficiaire est le facteur le plus important pour la faisabilité du projet, que ce soit du côté technique soit du côté financier.

Pour CARITAS, lors du pré dimensionnement des ouvrages, le nombre est donné par les rapports et la demande des habitants, alors que les villageois désireux d'être alimenté en eau potable dans les meilleurs délais possibles et d'être parmi les villages prioritaires pourraient manipuler ce nombre. A Merikanjaka par exemple, lors de notre passage en Juin 2005, le nombre de population enregistré en 2004 était de 365 habitants, alors que lors de la phase étude de l'implantation du système d'alimentation en eau potable en 2004, le nombre qu'on avait donné était de 525habitants avec lequel était basé tous les calculs.

Projection démographique.

31

Pour déterminer la tendance démographique, on adopte une durée de vie de projet de 100 ans.

Ainsi, le nombre de population dans 25 ans est donné par la formule :

$$Y_{25} = Y_0 * (1 + a)^{25}$$

Avec :

$Y_{25}$ : nombre de la population dans 25 ans

$Y_0$  : nombre de population de l'année de base

On prend l'année 2004 comme année de base :  $Y_0 = 365$

$a$  : taux d'accroissement démographique

Le taux d'accroissement démographique est obtenu par la monographie de la région d'Antananarivo ( Ministère de l'agriculture, de l'élevage et de la pêche) UPDR du Juin 2003,  $a = 0.0288$

En valeur numérique le nombre de population estimé dans les 25 ans à venir est de 750 habitants.

#### **VII.1.2. Besoin en eau.**

Le calcul du besoin en eau nécessite tous les données concernant :

- la répartition de la population
- Les besoins des installations annexes et des infrastructures existantes.

##### ***VII.1.2.1. La répartition de la population.***

La répartition de la population est obtenue par observation sur terrain et par l'étude de la disposition, plus exactement l'orientation du village dans les années à venir.

Ainsi, nous allons adopter, pour dimensionner tous les ouvrages, que chaque borne fontaine à construire desservira 150 habitants.

##### ***VII.1.2.2. les besoins des installations annexes et des infrastructures existantes.***

Pour le cas des projets installés par certains organismes non gouvernementaux comme CARITAS, un projet d'adduction en eau potable est destiné pour satisfaire l'alimentation du village considéré. Ainsi, les besoins en eau des installations annexes et des infrastructures existantes en ce lieu sont déjà considérés dans le calcul des besoins en eau de ces habitants.

En considérant que le besoin en eau par habitant par jour est de 30 litres et pour la population de 750 habitants on trouve la valeur de 22500 litres soit une valeur de **0.26[l/s]**.

## **CHAPITRE VIII : ETUDES TECHNIQUES DU SYSTEME D'ADDUCTION PAR GRAVITAIRE**

### **VIII.1. ETUDE DE LA RESSOURCE EN EAU**

Pour l'AEPG, le choix de la ressource en eau varie suivant la possibilité offerte par le site.

#### **VIII.1.1. Mesure de débit**

Méthode volumétrique :

Les mesures de débit se font à l'aide d'un récipient et d'un chronomètre. Le récipient a un volume connu. Ces études se font pendant la phase étude et elles sont complétées par des enquêtes sur le comportement des sources pendant toute l'année.

Pendant la phase étude, le débit mesuré au niveau des sources est de 0,33[l/s], soit **28,5 [m³/j]**

### **VIII.2. ANALYSE DE L'EAU**

Concernant l'analyse de l'eau, son existence réside sur les résultats d'une investigation sanitaire, par contre elle est systématique pour les projet en partenariat avec WaterAid ; les paramètres analysés sont :

- température
- la turbidité
- la conductivité
- le taux de chlore total

- le nombre de coliformes totaux, fécaux, les stréptocoques et les anaérobies sulfito-réducteur

### **VIII.2.1. La température**

La température de l'eau brute est obtenue à l'aide d'un thermomètre. Pour que l'eau soit potable la température devrait être inférieure à 18[°C]

### **VIII.2.2. La turbidité**

La turbidité d'une eau est due à la présence des matières en suspension finement divisées en : argile, limons grains de silice et matières organiques.

L'appréciation de l'abondance de ces matières mesure son degré de turbidité. Les mesures de turbidité ont un grand intérêt dans le contrôle de l'épuration des eaux brutes. La turbidité est d'autant plus faible que le traitement de l'eau aura été plus efficace, la turbidité peut être évaluée par un certain nombre de méthodes qui sont pratiquées suivant les nécessités sur terrain ou au laboratoire.

### **VIII.2.3. La conductivité**

La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1cm<sup>2</sup> de surface et séparées l'une de l'autre de 1cm.

La mesure de conductivité permet d'évaluer rapidement mais très approximativement la minéralisation globale de l'eau. Pour des besoins urgents, elle facilitera l'élimination d'eaux de minéralisation trop élevée

.

L'intérêt de cette méthode ne réside pas dans une seule mesure mais dans une série de détermination qui permettront de déceler les variations de

composition pouvant survenir du fait d'infiltrations d'eaux superficielles de minéralisations différentes et assez souvent polluées.

| Conductivité C en $\mu/cm$ | Degré de minéralisation |
|----------------------------|-------------------------|
| $C < 100$                  | Très faible             |
| $100 < C < 200$            | Faible                  |
| $200 < C < 333$            | Moyenne accentuée       |
| $333 < C < 666$            | Moyenne                 |
| $666 < C < 1000$           | Importante              |
| $C > 1000$                 | Excessive               |

TABLEAU N° 13: Degré de minéralisation de l'eau selon sa conductivité

Si la conductivité de l'eau est supérieure à  $1500\mu S/cm$ , elle est considérée comme eau inutilisable dans les zones irriguée.

#### **VIII.2.4. le taux de chlore total**

Le taux de chlore total, c'est le contenu chlore de l'eau brute. La détermination de cette quantité devrait être faite avant l'installation du projet d'alimentation en eau potable.

#### **VIII.2.5. Le nombre de coliformes totaux, fécaux, les streptocoques et les anaérobies sulfito-réducteur**

La présence de ces micro organismes dans l'eau entraîne la non potabilité de cette eau. Alors pour assurer que l'eau à capter suit les normes de potabilité, il faut, d'abord avant d'installer le système d'adduction d'eau, faire des analyses au sein d'un laboratoire.

Dans notre cas, les analyses de l'eau des sources à exploiter sont représentés en annexe n°2

### **VIII.3. ADEQUATION RESSOURCE BESOIN :**

Dans le cas où le débit de la source arrive à satisfaire le besoin en eau, une seule source suffise ; dans le cas contraire, on procède des captages de deux ou plusieurs sources.

Comme le cas du village de Merikanjaka, on procède de capter deux sources voisines sur le versant d'Andandemy suivant la ligne de Thalweg.

Les sources ont pour débit 0,33[l/s]. Alors que la population calculée consomme un débit de 0,26[l/s]

En conclusion, les besoins de la population du village seront bien assurés par les ressources à exploiter.

#### **VIII.4. LEVÉ TOPOGRAPHIQUE :**

La levé topographique détermine la longueur et le tracé des canalisations à effectuer par les bénéficiaires, elle est aussi nécessaire pour l'emplacement des ouvrages, pour les dimensionnements et pour l'élaboration du profil en long et du plan de masse du village.

La levé se fait à l'aide d'un niveau topographique à partir de la source jusqu'aux points probables de puisage.

#### **VIII.5. ETUDE DES OUVRAGES.**

##### **VIII.5.1. Ouvrage de captage**

La prospection des sources se fait par décapage et fouille pour chercher le point de déversement de la source à capter. La plupart des captages construits sont du type ponctuel, qui consiste à récupérer l'eau de la source sans une perspective de développement de cette dernière. Le corps du captage est alors fait, seulement pour conduire l'eau vers la conduite d'amenée et pour protéger l'eau sortant de la source.

36

##### **VIII.5.1.1. Le périmètre de protection des ouvrages de captage :**

***PPOC***

Le périmètre de protection des ouvrages de captage est un procédé qui sert à partager le point d'eau contre les agents de pollution extérieurs. Il est obligatoire à chaque ouvrage de captage.

De plus, ce procédé est aussi mis en place en vue de développer les sources (cas des sources d' Andandemy, AEP de Merikanjaka) car on incite les bénéficiaires d'avoir organisé une séance de reboisement et de plantation des gazons aux alentours du captage. Ceux qui favorisent le développement des sources.

#### **VIII.5.1.2. Le développement des sources.**

Avant de faire la mesure de débit des sources, il est indispensable de passer par l'opération de développement.

Elle consiste à chercher l'exutoire de la nappe d'eau souterraine jusqu'au niveau de la couche imperméable.

Le développement des sources est effectué pendant la phase étude.

#### **VIII.5.1.3. Choix de l'emplacement de l'ouvrage de captage**

L'emplacement de l'ouvrage de captage est réalisé dans un endroit en tenant compte :

- de la potabilité de l'eau : inexistence de pollution
- du débit à satisfaire

d'après la formule de Darcy :

$$Q = K \cdot H / l \cdot S$$

Avec Q : le débit

K : perméabilité de terrain

H/l : perte de charge par unité de longueur

S : la section de l'ouvrage de captage

Source :

On voit que Q augmente quand K, H et S augmentent ou quand l diminue ; la formule reste valable tant que le régime est laminaire.

#### **VIII.5.1.4. Dimensionnement de l'ouvrage de captage**

C'est l'opération du développement, la géologie du bassin versant et le débit des sources qui conditionnent la profondeur de l'ouvrage.

##### Caractéristiques de l'ouvrage de captage.

L'ouvrage de captage est un ouvrage servant le début d'une adduction. Le dimensionnement de cet ouvrage nécessite la connaissance du débit à consommer par jour ( $Q = 11 \text{ m}^3/\text{j}$ ). L'ouvrage de captage doit conserver toujours de l'eau. Il est constitué de :

Deux (2) mini barrages de captages.

Un bac de réunification

Un regard.

##### a. Les mini barrages :

Les dimensions des mini barrages est calculer à partir d'un volume d'eau consommé par heure ( $0,94 \text{ m}^3/\text{h}$ ). Ainsi, le barrage devrait retenir [ $0.94 \text{ m}^3$ ] chaque mini barrage a pour dimension :

Longueur : 1,00 m

Largeur : 0,25 m

Hauteur : 1,00 m

Ils sont construits en maçonnerie de moellons dosés à  $300 \text{ kg/m}^3$ . Le volume de chaque barrage est de :  $0.25 \text{ m}^3$ .

##### Les matériaux pour barrage :

###### Nombre de moellons :

Un moellon à considérer a pour dimension  $0,25 * 0,25 * 0,20$  dont son volume est de :  $0,0125 \text{ m}^3$

Ainsi le nombre de moellons pour les deux barrages est de 40 moellons, alors que, on doit fournir au moins **60 moellons**.

###### Volume de l'enduit :

Pour l'enduit, on doit effectuer sur les deux faces verticales et aussi la crête du barrage à raison de  $0.0125 \text{ m}$  l'épaisseur. Le volume de l'**enduit** à fournir est de  **$0,03 \text{ m}^3$** .



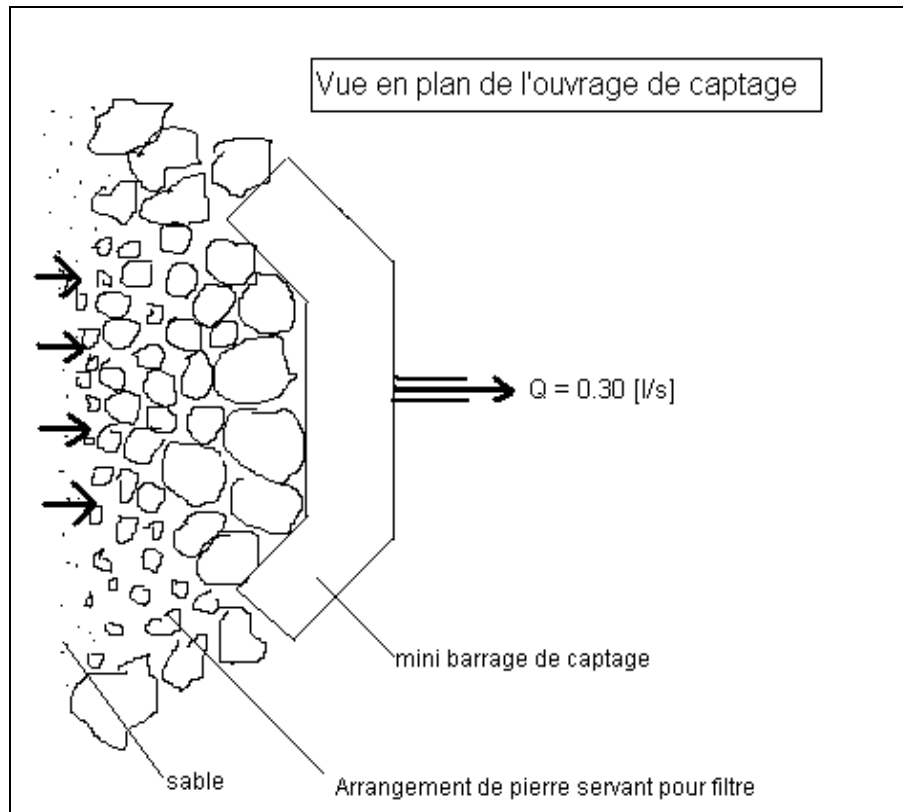


Figure n°4 : Vue en plan de l'ouvrage de captage

**b. Le bac de réunification :**

Le bac de réunification est constitué de :

- deux entrées
- Une vidange
- un bac de captage
- une sortie

**- Les entrées du bac de captage :**

L'eau du bac de captage arrive par ces entrées ; des sources au bac l'eau est conduit par deux tuyaux en plastique (PEHD).

Les sources ou plus précisément l'endroit où les sources apparaissent sont aménagées. Dans notre cas, une fouille est exécutée afin de mettre en place une sorte de filtre contenant des arrangements de pierre.

**- Des bacs de captage ou bac de réunification :**

C'est l'endroit où l'on accumule l'eau captée. Ils sont nécessaires pour la réduction des dépôts apportés par l'eau. Ils ont donc pour rôle de décanteur avant l'amenée de l'eau vers le réservoir.

Le bac de réunification devrait retenir 70% de la consommation par heure pour mieux servir la population.

- Une sortie :

La sortie de l'eau du bac de captage, c'est le début du réseau d'amenée ; l'eau sortie doit mener par la conduite d'amenée vers le réservoir.

Les dimensions du bac de réunification appelé aussi bac de captage sont indiquées ci-après :

|                      | CUVE | COUVERCLE | RADIER |
|----------------------|------|-----------|--------|
| <b>Longueur (m)</b>  | 1,20 | 1,20      | 1,30   |
| <b>Largeur (m)</b>   | 0,80 | 0,80      | 0,90   |
| <b>Hauteur (m)</b>   | 0,70 | -         | -      |
| <b>Epaisseur (m)</b> | 0,10 | 0,08      | 0,10   |
| <b>Volume (m3)</b>   | 0,28 | 0,077     | 0,12   |

TABLEAU N° 14: Les dimensions du bac de réunification

Calcul des poids :

Pour calculer les différents poids des constituants du bac de réunification, on applique la formule suivant :

$$P = V * \gamma_{\text{béton}}$$

Avec :  $\gamma_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$  ; masse volumique du béton

Les valeurs du poids de chaque constituants du bac de réunification sont représentés dans le tableau ci-dessous :

|                         | CUVE | COUVERCLE | RADIER |
|-------------------------|------|-----------|--------|
| Volume (m3)             | 0,28 | 0,077     | 0,12   |
| Masse volumique (kg/m3) | 2500 | 2500      | 2500   |
| Poids (kg)              | 700  | 200       | 300    |

TABLEAU N° 15: Les valeurs du poids du bac de réunification

Contrainte au sol :  $\sigma_{\text{sol}}$

La contrainte au sol est donnée par la formule :  $\sigma_{\text{sol}} = P_{\text{tb}} / S$

Avec : S est la surface de la base du bac ( $S = 1,30 * 0,90 = 1,17 \text{ m}^2$ )

$$P_{\text{tb}} = 1,2 \text{ t}$$

Soit  $\sigma_{\text{sol}} = 1,03 \text{ t/m}^2$ .

Or la contrainte admissible du sol est de  $\sigma_{adm\ sol} = 10\ t/m^2$ . Ainsi, la contrainte au sol est très inférieure à la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol} < \sigma_{adm\ sol}$ ), alors les dimensions sont acceptables.

- Ferrailages

Hypothèses de calculs :

Effort tranchant au niveau de la paroi :  $V_x$

Moment agissant ultime :  $M_u$

Limite d'élasticité de l'acier FeE400 :  $f_e = 400$

Coefficient de sécurité de l'acier :  $\gamma_s = 1,15$  (pour les combinaisons fondamentales).

Moment réduit limite  $\mu_{lu}$

Moment réduit ultime  $\mu_{bu}$

Coefficient de majoration  $c = 1,35$ .

Section à calculer des armatures A

Base de la section rectangulaire  $b_0$

Epaisseur de la section d

Ces données et hypothèses sont valables pour tous les calculs des armatures de ce document

#### Pour le couvercle

Le couvercle est considéré comme une dalle posée sur deux appuis. Elle est soumise à une charge permanente, son poids P.

Le moment de flexion est de la forme :  $M_x = -g_d * \frac{x^2}{2} + A * x$

Avec  $A = P * 0,8/2 = 240 * 0,8/2 = 96$  [kgf] est la réaction aux appuis, x une distance et  $g_d = 240$  la charge répartie (poids).

La valeur de  $M_x = 28,8$ [daNm], ainsi  $M_u = 1,35 * M_{max}$

$$M_u = 1,35 * 0,000288$$

$$M_u = 0,000388\ [MNm]$$

41

Calcul de  $\mu_{bu}$ : avec  $b_0 = 1,20$ [m] et  $d = 0,04$ [m]

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}}$$

On trouve  $\mu_{bu} = 0,014 < \mu_{lu} = 0,391$  donc S.S.A.

$$z_b = d * (1 - 0,6 * \mu_{bu})$$

$$z_b = 0,040$$

$$\text{et } A = \frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$$

on a alors :  $A = 0,0000363[\text{m}^2] = 0,363[\text{cm}^2]$  et d'après l'abaque (tableau n°39),  **$2\Phi 6 = 0,565[\text{cm}^2]$**  et on adopte pour les armatures de montage la valeur  **$3\Phi 6$**  sur une longueur de 1,20[m]

Pour la paroi cuve

Déterminons La valeur de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} \text{ est obtenu par la formule : } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}}$$

Avec  $M_u$  est la valeur maximale du moment de flexion multipliant le coefficient de majoration (1.35) car la paroi est soumise seulement d'une force permanente ( la force de pression de l'eau) appliquée à une distance égale 0,66[m] de la base.

Pour  $0 < x < 0,23$  :

$$V_x = A$$

$$M_x = A * x / 2$$

Pour  $0,23 < x < 0.70$

$$V_x = A - P$$

$$M_x = (A * x / 2) - (x - 0,23) * P / 2$$

Les résultats de ces calculs sont représentés dans le tableau ci-après:

|   | X = 0           | X = 0,23  | X= 2        |
|---|-----------------|-----------|-------------|
| V | A = 2403,45 [N] | 0         | 0           |
| M | 0               | 276,4[Nm] | 1838,64[Nm] |

TABLEAU N° 16 : Valeurs numériques de l'effort tranchant et du moment de flexion appliqués sur la paroi cuve.

Ainsi,  $M_u = 1,35 * M_{max} = 1,35 * 1838,64$

On a  $M_u = 2482,16 \text{ [Nm]} = 0,00248216 \text{ [MNm]}$

De plus, ici,  $b_0 = 0,70 \text{ [m]}$

$$d = 0,10 \text{ [m]} - 0,04 \text{ [m]} = 0,06 \text{ [m]}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,5} = 14,2$$

Alors,  $\mu_{bu} = 0,041 \text{ [MN/m}^2\text{]}$

Or la valeur du moment réduit limite  $\mu_{lu}$  donnée dans le tableau N°40 est de 0,391 ; pour cela,  $\mu_{bu} < \mu_{lu}$ , ceci implique que la section du béton à considérer sera construite à simple armature (S.S.A.)

En plus, la valeur de  $\mu_{bu}$  est strictement inférieure à 0,30, donc, on procède au calcul simplifié.

Calculons alors  $z_b$

$$z_b = d * (1 - 0,6 * \mu_{bu})$$

Après avoir effectué le calcul, on trouve la valeur  $z_b = 0,059$

En conclusion, d'après la formule  $A = \frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$  avec  $f_{ed} = f_e / \gamma_s = 266,7$ .

On trouve alors  $A = 0,0001551 \text{ [m}^2\text{]}$  soit  **$A = 1,551 \text{ [cm}^2\text{]}$**

D'après le tableau donnant le diamètre d'acier connaissant l'aire des aciers contenant dans une section, on trouve **6Φ6** avec une aire  $A = 1,69 \text{ [cm}^2\text{]}$  et un écartement de **18,5 [cm]**.

Les armatures transversales peuvent alors supporter toutes les charges, alors les armatures longitudinales servent tout simplement de montage. On adopte alors **9Φ6** pour faciliter la mise en œuvre.

Pour la largeur, on effectue les mêmes études et les valeurs obtenues sont les suivantes :

$$\mu_{bu} = 0,061 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

$$z_b = 0,057$$

$A = 0,0001644[m^2]$  soit  **$A = 1,644[cm^2]$**  soit  **$6\Phi 6$**  avec une aire  $A = 1,69[cm^2]$  et un écartement de  **$18,5[cm]$** .

On prend la même valeur pour les armatures longitudinales de la largeur du bac de réunification ( **$6\Phi 6$** ).

Pour le radier.

En tenant compte de la charge en dessus c'est-à-dire le poids total de l'eau qui a pour valeur  $p_{\text{tot eau}} = 0,672[T]$  soit  $6592,32[N]$  et le poids total de la paroi  $p_{\text{tot paroi}} = 0,700[T]$  soit  $6867[N]$ , et en considérant que la charge en dessus du radier se répartit le long de sa surface et a pour valeur  $\sigma = 6867 / (1,30 * 0,90) = 5869,23[N/m^2]$

Le moment  $M_u$  s'obtient par la formule  $M_u = 5869,23 * x^2 / 2$  ( $x = 1,20[m]$ ) et a pour valeur  $M_u = 0,00423[MNm]$

Ainsi, la valeur du moment réduit limite est de  $\mu_{bu} = 0,0689 < \mu_{lu} = 0,391$ .

La section possède une simple armature(S.S.A.) et  $\mu_{bu} < 0,30$  alors  $z_b = 0,057$ .

La valeur de la section  $A_u = 0,0542 / (0,15 * 266,7) = 0,000278[m^2]$

$A_u = 2,78[cm^2]$ , on a alors  **$10\Phi 6 = 2,83[cm^2]$**  avec un écartement de  **$10[cm]$**

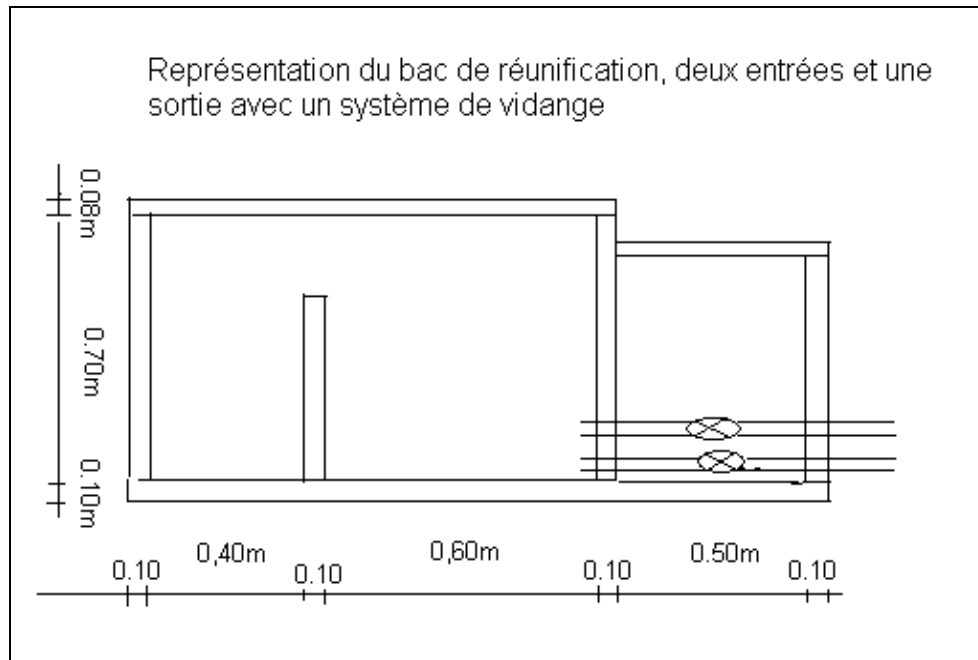


Figure n°5 : Coupe longitudinale du bac de réunification

#### VIII.5.2. Le réservoir

Le réservoir, c'est l'endroit où on stocke l'eau avant de les distribuer. Le dimensionnement du réservoir est basé sur le besoin en eau total de la population

$$BET = 25,240[m^3/jour]$$

Le calcul du volume du réservoir est aussi basé sur une hypothèse de distribution continue en adoptant le cas d'une adduction continue de débit horaire :

$$A = b / 24$$

Avec b : consommation journalière

Le volume du réservoir est égal à 42% de la consommation totale journalière (assurant 42% de la consommation). Dans notre cas le volume du réservoir est de **11,00[m³]**.

La forme la plus simple carrée ou rectangulaire est choisie afin de favoriser la participation des bénéficiaires.

Les réservoirs sont de type semi enterré ou surélevé selon la topographie du lieu, ils sont construits en béton armé ; son équipement est composé de :

- Entrée du réservoir (ou une arrivée de l'adduction)
- Les sorties du réservoir ( ou d'un départ de la distribution)

- d'un trop plein
- d'un système de vidange
- d'un dispositif d'aération
- d'un couvercle avec un trou d'homme

#### **VIII.5.2.1. Entrée du réservoir (ou une arrivée de l'adduction)**

L'eau du captage arrive au réservoir par cette entée qui est munie à sa partie inférieure un système de vidange de l'amenée.

Pour la vidange de l'amenée à l'entrée du réservoir, on utilise un SR13 suivi d'un tuyau galvanisé.

#### **VIII.5.2.2. Les sorties du réservoir (ou d'un départ de la distribution)**

L'eau du réservoir va être distribuée vers les bornes fontaines à l'aide d'une ou plusieurs sorties.

#### **VIII.5.2.3. d'un trop plein**

Il permet l'évacuation immédiate du surplus d'eau par rapport à la capacité du réservoir.

#### **VIII.5.2.4 d'un système de vidange**

Il sert essentiellement à vider le réservoir lors de l'entretien et la réparation de ce dernier.

Une vanne est nécessaire à cause de la pression de l'eau à l'intérieur du réservoir, et pour plus de sécurité, le système peut être muni à la sortie d'un bouchon galvanisé.

#### **VIII.5.2.5. d'un dispositif d'aération**

Il permet l'entrée d'oxygène à l'intérieur du réservoir qui contribue à la potabilité de l'eau stockée.

#### **VIII.5.2.6. d'un couvercle avec un trou d'homme**

C'est à partir de ce trou qu'on surveille le bon fonctionnement du réservoir. Ce trou d'homme est un accès pour l'entretien de l'ouvrage.

#### **Caractéristiques du réservoir :**

Le réservoir est constitué de :

- Paroi cuve rectangulaire



- Couvercle
- Radier

Ainsi, l'étude est analogue que celle du bac de captage mais avec les dimensions respectives. Les dimensions de chaque partie du réservoir sont représentées dans le tableau N° ci-après :

|            | Longueur<br>(m) | Largeur<br>(m) | Hauteur (m) | Epaisseur (m) |
|------------|-----------------|----------------|-------------|---------------|
| Paroi cuve | 2,65            | 2,65           | 2,00        | 0,15          |
|            | 2,35            | 2,35           | 2,00        |               |
| Couvercle  | 2,50            | 2,50           | -           | 0,08          |
| Radier     | 2,75            | 2,75           | -           | 0,20          |

TABLEAU N° 17 :Les dimensions de chaque partie du réservoir

Connaissant les dimensions du réservoir, on doit appliquer la formule donnant le volume de chaque constituant afin de connaître le volume total du réservoir :

Soit :  $V = L * h * e$

Avec : L : la longueur

h: la hauteur

e: l'épaisseur

Le tableau ci-dessous montre les valeurs des volumes pour chaque constituant :

|                      | Volume (m3) |
|----------------------|-------------|
| Cuve                 | 3,000       |
| Couvercle            | 0,500       |
| Radier               | 1,513       |
| Volume total<br>(m3) | 5,013       |

TABLEAU N° 18 : volumes pour chaque constituant du réservoir

Calcul du poids du réservoir Pr :

Pour calculer le poids du réservoir, on applique la formule :  $Pr = Vr * \gamma_{\text{béton}}$

On trouve pour valeur numérique :  $Pr = 12,53[T]$

Calcul de la contrainte au sol.

La contrainte au sol est calculée à partir de la formule :  $\sigma_{\text{sol}} = Pr / S$

Avec : S est la surface de la base du réservoir,  $S = 7,56[m^2]$

Soit :  $\sigma_{sol} = 1,65[T/m^2]$

La contrainte admissible est de  $10[T/m^2]$ , ici, nous trouvons la valeur  $1,64 t/m^2$  alors les dimensions du réservoir sont acceptables.

#### Les matériaux pour le réservoir.

Les ouvrages sont construits en béton armé dosé à  $350[kg/m^3]$  et les volumes respectifs de chaque ouvrage est à noter dans le tableau ci-dessus.

#### Volume de l'enduit

Les quatre faces intérieures et les quatre faces extérieures ainsi que le couvercle et le radier (ou dalle inférieure) sont à couvert d'enduit. L'épaisseur de l'enduit varie suivant les constituants du réservoir et le tableau ci-après explique les valeurs de l'épaisseur qu'on doit appliquer ainsi que les volumes.

|           | Epaisseur(m) | Volume ext(m3) | Volume int(m3) |
|-----------|--------------|----------------|----------------|
| Cuve      | 0,0125       | 0,250          | 0,235          |
| Couvercle | 0,020        | 0,125          | -              |
| Radier    | 0,015        | -              | 0,113          |
| TOTAL     |              | 0,375          | 0,348          |

TABLEAU N° 19: Volume de l'enduit appliqué au réservoir

Le volume total de l'enduit pour le réservoir est :  $V_{en\ tot} = V_{en\ ext} + V_{en\ int}$

Avec  $V_{en\ ext}$  : le volume total de l'enduit extérieur

$V_{en\ int}$  : le volume total de l'enduit intérieur

La valeur numérique du volume total de l'enduit pour le réservoir est de

$V_{en\ tot} = 0,723[m^3]$ .

#### **Ferraillage**

##### Le couvercle

Le couvercle est considéré comme une dalle posée sur deux appuis. Elle est soumise à une charge permanente, son poids P.

Le moment de flexion est de la forme :  $M_x = - g_d * \frac{x^2}{2} + A * x$

Avec  $A = P * 2,5/2 = 200 * 0,8/2 = 250$  [kgf] est la réaction aux appuis, x une distance et  $g_d = 200$ [kgf] la charge répartie (poids).

La valeur de  $M_x = 287$ [daNm], ainsi  $M_u = 1,35 * M_{max}$

$$M_u = 1,35 * 0,00287$$

$$M_u = 0,00388 \text{ [MNm]}$$

Calcul de  $\mu_{bu}$ : avec  $b_0 = 2,5$ [m] et  $d = 0,04$ [m]

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}}$$

On trouve  $\mu_{bu} = 0,068 < \mu_{lu} = 0,391$  donc S.S.A.

$$z_b = d * (1 - 0,6 * \mu_{bu})$$

$$z_b = 0,0384$$

$$\text{et } A = \frac{M_u}{z_b * f_{ed}} \text{ on a alors : } A = 0,000379 \text{ [m}^2\text{]} = 3,79 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ soit } \mathbf{8\Phi 8 = 4,02 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

avec un écartement de **11,5[cm]**

Les armatures transversales sont considérées comme armature de montage et on adopte le même ferrailage **8Φ8 = 4,02[cm²]** avec un écartement de **11,5[cm]**

Pour la paroi cuve

Pour calculer les armatures de la paroi cuve, on procède la méthode de calcul les mêmes calculs que précédemment.

Dans toute la suite nous allons faire les calculs à l'état limite ultime.

Déterminons La valeur de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} \text{ est obtenu par la formule : } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}}$$

Avec  $M_u$  est la valeur maximale du moment de flexion multipliant le coefficient de majoration (1.35) car la paroi est soumise seulement d'une force permanente ( la force de pression de l'eau) appliquée à une distance égale 0,66[m] de la base.

Pour  $0 < x < 0,66$  :

$$V_x = A$$

$$M_x = A * x / 2$$

Pour  $0,66 < x < 2$

$$V_x = A - P$$

$$M_x = (A * x / 2) - (x - 0,66) * P / 2$$

Les résultats de ces calculs sont représentés dans le tableau N° ci-après:

|   | X = 0         | X = 0,66   | X = 2    |
|---|---------------|------------|----------|
| V | A = 19620 [N] | 0          | 0        |
| M | 0             | 6474,6[Nm] | 6475[Nm] |

TABLEAU N° 20: Valeurs de l'effort tranchant et du moment de flexion appliqués sur la paroi cuve du réservoir.

$$\text{Ainsi, } M_u = 1,35 * M_{\max} = 1,35 * 6475$$

$$\text{On a } M_u = 8741,3 \text{ [Nm]} = 0,0087413 \text{ [MNm]}$$

De plus, ici,  $b_0 = 2,00 \text{ [m]}$

$$d = 0,15 \text{ [m]} - 0,04 \text{ [m]}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,5} = 14,2$$

$$\text{Alors, } \mu_{bu} = 0,025 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Or la valeur du moment réduit limite  $\mu_{lu}$  donnée dans le tableau N°40 en annexe n°6 est de 0,391 ; pour cela,  $\mu_{bu} < \mu_{lu}$ , ceci implique que la section du béton à considéré sera construit à simple armature ( S.S.A.)

En plus, la valeur de  $\mu_{bu}$  est strictement inférieure à 0,30, donc, on procède au calcul simplifié. Calculons alors  $z_b$

$$z_b = d * (1 - 0,6 * \mu_{bu})$$

Après avoir effectuer le calcul, on trouve la valeur  $z_b = 0,11$

En conclusion, d'après la formule  $A = \frac{M_u}{z_b * f_{ed}}$  avec  $f_{ed} = f_e / \gamma_s = 266,7$ .

$$\text{On trouve alors } A = 0,00029655 \text{ [m}^2\text{]} \text{ soit } A = 2,965 \text{ [cm}^2\text{]}$$

D'après le tableau donnant le diamètre d'acier connaissant l'aire des acier contenant dans une section, on trouve **6Φ8** avec une aire  $A = 3,01 \text{ [cm}^2\text{]}$  et une écartement de **16,5[cm]**. Les armatures transversales peuvent alors supporter

toutes les charges, alors les armatures longitudinales servent tout simplement de montage. On adopte alors **9Φ8** pour faciliter la mise en œuvre.

Pour le radier.

En tenant compte de la charge en dessus c'est-à-dire le poids total de l'eau qui a pour valeur  $p_{\text{tot eau}} = 11,045[\text{T}]$  soit  $108351,45[\text{N}]$  et le poids total de la paroi  $p_{\text{tot paroi}} = 7,50[\text{T}]$  soit  $73575[\text{N}]$ , et en considérant que la charge en dessus du radier se répartit le long de sa surface et a pour valeur  $\sigma = 108351,45 / 2,75^2 = 14327,46[\text{N/m}^2]$

Le moment  $M_u$  s'obtient par la formule  $M_u = 14327,46 * x^2 / 2$  et a pour valeur  $M_u = 0,0542[\text{MNm}]$ . Ainsi, la valeur du moment réduit limite est de  $\mu_{bu} = 0,0542 < \mu_{lu} = 0,391$ .

La section possède une simple armature(S.S.A.) et  $\mu_{bu} < 0,30$  alors  $z_b = 0,15$ .

La valeur de la section  $A_u = 0,0542 / (0,15 * 266,7) = 0,001355[\text{m}^2]$

$A_u = 13,55[\text{cm}^2]$ , on a alors **9Φ14** =  $13,85[\text{cm}^2]$  avec un écartement de **11[cm]**



Photo n°2 : photo du réservoir réalisé par CARITAS à Merikanjaka

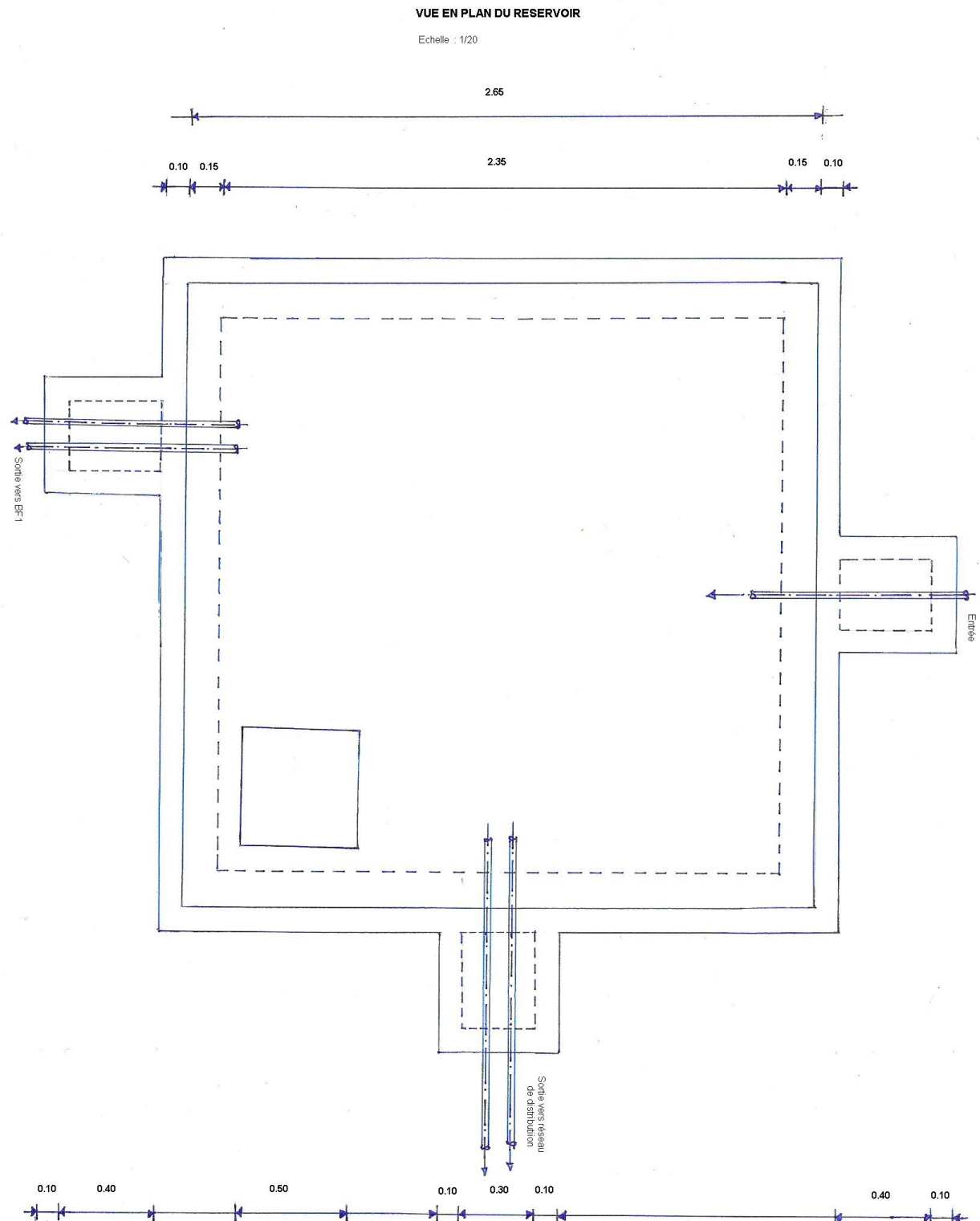


Figure n° 6 : Vue en plan du réservoir

### **VIII.5.3. Les réseaux de canalisation : amenée et distribution**

#### **VIII.5.3.1. La canalisation**

Le transport de l'eau de captage au réservoir et du réservoir jusqu'aux bornes fontaines se fait par gravité à l'aide de conduites en tuyaux polyéthylène haute densité (PEHD) en unité de 100 m de longueur. Les tuyaux utilisés entre 25 et 63 mm de diamètres nominaux peuvent supporter une pression maximale de 16 bars et sont enfouis dans une tranchée de 70 cm de profondeur.

#### **VIII.5.3.2. Equipement du réseau**

Pour assurer la sécurité des équipements, on utilise :

- Soit du purgeur au point haut.
- Soit un système de vidange au point bas.

#### **VIII.5.3.3. Le purgeur**

Le purgeur est placé au point haut pour permettre l'évacuation manuelle de l'air dans les conduites lors du premier passage de l'eau. Il est composé d'un Té égal suivi d'un tuyau PEHD suivi d'un SR 14 et d'un bouchon galvanisé.

#### **VIII.5.3.4. La vidange**

La vidange sert à régulariser la pression dans les conduites au point bas. Elle permet aussi d'évacuer l'eau dans les conduites lors de l'entretien et réparation des équipements.

#### **VIII.5.3.5. Dimensionnement des conduites**

##### a- Principe

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement ; dans notre cas, nous utilisons les tables des pertes de charge dans les conduites d'eau pleine que les services techniques de la Société des Fonderies de Pont à Mousson conseillent d'adopter pour les conduites en service.

Ce dimensionnement des conduites requiert la connaissance de plusieurs données.

b- Données connues

Pour le dimensionnement des conduites, les données de base nécessaires sont :

le coefficient de rugosité k

les côtes des points amont et aval du tronçon

la longueur du tronçon

le débit véhiculé

la charge du point de départ (sortie de captage et réservoir)

c- Le coefficient de rugosité k

Dans le principe de dimensionnement des conduites, la société de fonderies utilise comme valeur de coefficient k une valeur égale à 0,1mm et la marge de sécurité moyenne est de l'ordre de 20 % par rapport aux pertes de charge correspondant à k = 0. ( Cas des tuyaux idéalement lisse ), et une marge de sécurité de 13 % par rapport aux pertes de charge correspondant à k = 0,03mm.

Dans tout le cas, il faut noter que la viscosité cinématique  $\nu$  de l'eau à 10°C a été prise égale à  $1,301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  et que les tables des pertes de charges ont été obtenus en combinant la formule de Colebrook et celle de Darcy

$$\text{Formule de Colebrook : } \frac{1}{\lambda^{0,5}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k}{3,71D} + \frac{2,51}{\text{Re} \lambda^{0,5}} \right)$$

$$\text{Formule de Darcy : } j = 0,0826 \lambda \frac{Q^2}{D^5}$$

D : Le diamètre intérieur des conduites en mètre

Re : nombre de Reynolds égal à  $V \cdot D / \nu$  ;  $\nu$  est la viscosité dynamique

V : La vitesse en m/s à l'intérieur de chaque tronçon

d- Les côtes des points amont et aval du tronçon

Ces côtes se déduisent de la levée topographique en prenant une côte de référence au niveau de la source. Dans nos cas, cette côte a été prise égale à 100.



e- La longueur du tronçon :

Elle est aussi obtenue lors de la levée topographique en additionnant le nombre de piquet.

f- Le débit de pointe

Le débit de point sera calculé à partir des débits d'amont en utilisant la formule  $q = Q_p + Q$

Débit du tronçon en litre par seconde :  $q$

Débit aval en l/s :  $Q_p$

Débit en route en l/s :  $Q$

g-La charge au point de départ :

La charge minimale dans l'ouvrage de captage et de réservoir est supposé égale à 30cm pour permettre un écoulement en charge dans les conduites

**VIII.5.3.6. Données à calculer :**

On doit chercher pour chaque tronçon la valeur de :

- la perte de charge totale :  $J_t$
- la grandeur  $\frac{V^2}{2g}$
- la hauteur piezometrique  $H_p$
- la pression  $\frac{P}{\rho g}$
- La perte de charge totale :  $J_t$

Elle représente à la fois la perte de charge linéaire  $J$  et la perte de charge singulière  $J_s$  dans chaque tronçon

a- La perte de charge linéaire :  $J$

la perte de charge est donnée par l'abaque pour le calcul des conduites d'eau donnée en annexe 14 et que  $j = J \times l$

$j$  étant la perte de charge linéaire de conduite en chaque tronçon.

Q : le débit de calcul pour le tronçon à dimensionner

L : longueur du tronçon considéré

D : diamètre estimé vérifiant la condition de vitesse V( 0,40 < V < 1,7[m/s])

b- La perte de charge singulière Js :

Les données utilisées pour calculer les pertes de charge singulière ont été tirées pour les deux premiers cas des cours d'A.E.P du Centre National d'Etudes et Applications du Génie Rural D'après ce livre, la perte de charge singulière est toujours de la forme :

$$J_s = k \frac{V^2}{2g}$$

k : coefficient sans dimension

V : vitesse moyenne de l'eau dans la conduite en m/s.

g : accélération de la pesanteur

- Cas d'un branchement de prise en Té égal : L'écoulement de l'eau se présente de la manière suivante :

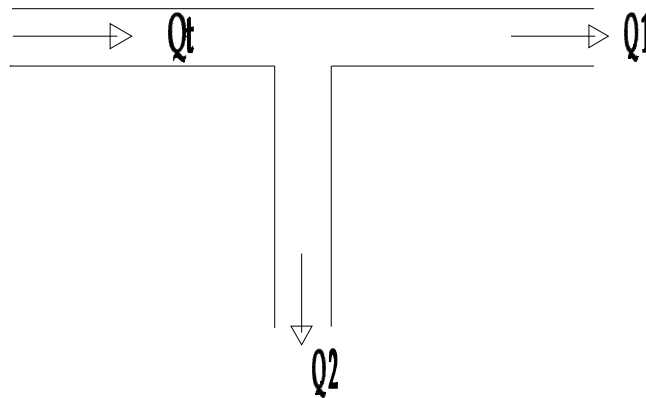


Figure n°7: branchement de prise en Té égal

Les coefficients k1 et k2 s'obtiennent dans le tableau suivant :

| Q2/Q | 0    | 0,2   | 0,4   | 0,6  | 0,8  | 1    |
|------|------|-------|-------|------|------|------|
| K1   | 0,04 | -0,08 | -0,05 | 0,07 | 0,21 | 0,35 |
| K2   | 0,95 | 0,88  | 0,89  | 0,95 | 1,10 | 1,28 |

TABLEAU N° 21 : Valeurs des coefficients k1 et k2 (Cas d'un branchement de prise en Té égal)

Q2 : débit de branchement

Q : débit total

V : vitesse de l'eau correspondant à Q

➤ Cas d'un branchement d'amenée en Té égal :

Le débit des ouvrages de captage va s'accumuler à leur point de rencontre l de la manière suivante.

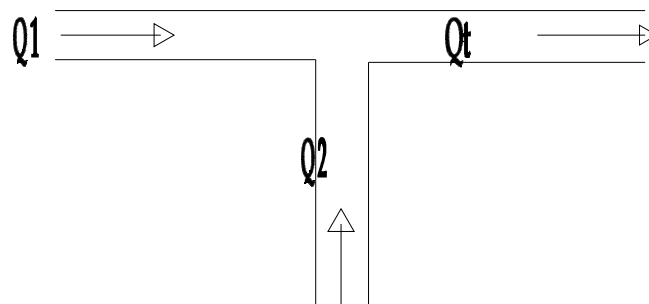


Figure n°8 : branchement d'amené en Té égal

Les coefficients k1 et k2 pour le calcul de Js1 et Js2 seront obtenus d'après le tableau suivant :

| Q2/Q | 0     | 0,2   | 0,4  | 0,6  | 0,8  | 1    |
|------|-------|-------|------|------|------|------|
| K1   | 0,04  | 0,17  | 0,30 | 0,41 | 0,51 | 0,60 |
| K2   | -1,12 | -0,40 | 0,08 | 0,47 | 0,72 | 0,91 |

Source : A.E.P. CNEAGR décembre 2001.

TABLEAU N° 26 : Valeurs des coefficients k1 et k2 (Cas d'un branchement d'amenée en Té égal)

✓ Cas d'une perte de charge issue d'un raccordement avec saillie à l'intérieur du captage :

57

La perte de charge singulière est donnée pour  $k = 1$  donc  $J_s = V^2 / 2g$ .

Et on a comme figure de l'ouvrage et de la conduite :

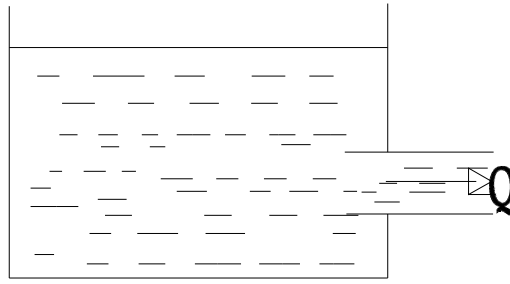


Figure n°9 : raccordement avec saillie à l'intérieur du captage

Cas d'une perte de charge issue d'un raccordement sans saillie à l'intérieure du réservoir :

Dans ce cas, k est égal à 0.5 donc :  $J_s = 0.5 \cdot V^2 / 2g$

La figure représentant l'ensemble ouvrage-conduite est comme suit

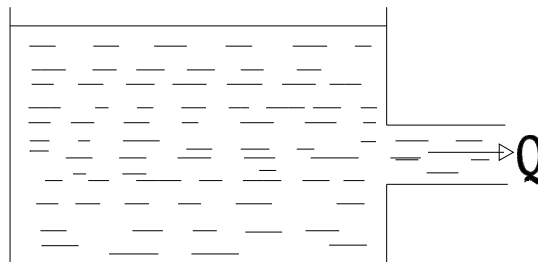


Figure n° 10 : raccordement sans saillie à l'intérieure du réservoir:

✓ Cas d'un rétrécissement de conduite :

On observe ce cas dans la présence de réduction de conduite comme le montre la figure suivante :

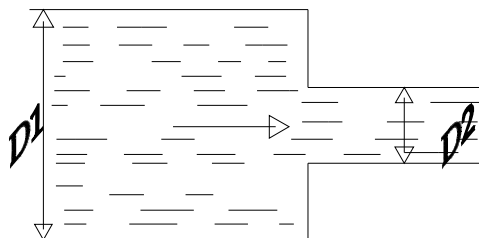


Figure n°11 : rétrécissement de conduite

La perte de charge singulière est donnée à l'aide de la relation :

$$J_s = K \frac{V^2}{2g}$$

avec : V : la vitesse moyenne V2 après rétrécissement de la conduite (m/s)

K varie en fonction du rapport  $S_2 / S_1$

On rencontre ce cas fréquemment après le passage d'un Té réduit ou d'une réduction de conduite.

b- La grandeur  $V^2/2g$  :

Cette valeur se réduit directement en lisant les tables des pertes de charge linéaire en prenant g égal à 9.81m/s<sup>2</sup>.

c- La hauteur piezométrique HP :

Cette hauteur se calcule à l'aide de la formule :

$$HP_{aval} = HP_{amont} - J_t$$

La pression au sol P/pg : Elle est donnée par la formule :

$$\frac{P}{\rho * g}(aval) = HP(aval) - c\acute{o}te(aval) - \frac{V^2}{2g}$$

et de même pour le niveau amont

$$\frac{P}{\rho * g}(amont) = HP(amont) - c\acute{o}te(amont) - \frac{V^2}{2g}$$

#### Remarque :

En pratique, dans une alimentation en eau potable, en milieu rural par des conduites en plastiques, la vitesse V varie en générale d'aménée et la pression varie entre 5 et 40 mètres.

CARITAS emploie les tuyaux de type plastiques tels que les PEHD et les PVC, pour des raisons économiques et pour facilité l'installation.

Le réseau de distribution est de type ramifié.

59

Diamètre, pression et vitesse :

Les tuyaux utilisés sont des tuyaux pouvant supporter une maximale de pression (12,5 bars) et ayant des diamètres nominaux et qui a pour caractéristique : ( $\phi_{\text{int}}$  ;  $\phi_{\text{ext}}$ ) en mm.

Le débit :

Le débit de la conduite d'amenée est celui calculé à partir du besoin en eau

Pour les conduites de distribution, il se calcule en additionnant les débits sortants de chaque tronçons, le débit de chaque borne fontaine étant fixé suivant le plus grand débit (débit de pointe journalière)

Les résultats des calculs concernant le dimensionnement des conduites d'amenée et de distribution sont donnés dans le tableau ci-après :

| TRONCONS        | Nb d'hab | Long. (m) | Debit moyen(l/s) | Debit de pointe(l/s) | Debit de calcul(l/s) | Perte de charge (m) |         | Vitesse en m/s | Diam.        | Hauteur piezo.(m) |       |
|-----------------|----------|-----------|------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------|----------------|--------------|-------------------|-------|
|                 |          |           |                  |                      |                      | J.                  | j = JxL |                | Calculé      | Amont             | Aval  |
| Source-R        | 0        | 1506      | 0,30             | 0,30                 | <b>0,30</b>          | 0,007               | 10,709  | 0,42           | <b>0,040</b> | 100,00            | 88,22 |
|                 |          |           |                  |                      |                      |                     |         |                |              |                   |       |
| R-BF1           | 150      | 25        | 0,052            | 0,16                 | <b>0,25</b>          | 0,043               | 1,082   | 0,79           | <b>0,020</b> | 88,22             | 87,03 |
| R-nœud A        | 0        | 227       | 0                | 0                    | <b>1,25</b>          | 0,055               | 10,400  | 1,28           | <b>0,050</b> | 88,22             | 74,58 |
| Nœud A - BF2    | 150      | 237       | 0,052            | 0,16                 | <b>0,25</b>          | 0,053               | 12,636  | 0,88           | <b>0,020</b> | 88,22             | 74,32 |
| Nœud A - Nœud B | 0        | 367       | 0                | 0                    | <b>1,00</b>          | 0,045               | 16,373  | 1,14           | <b>0,040</b> | 88,22             | 70,21 |
| Nœud B - BF3    | 150      | 377       | 0,052            | 0,16                 | <b>0,25</b>          | 0,044               | 16,518  | 0,78           | <b>0,020</b> | 88,22             | 70,05 |
| Nœud B - Nœud C | 0        | 467       | 0                | 0                    | <b>0,75</b>          | 0,041               | 19,364  | 1,02           | <b>0,040</b> | 88,22             | 66,92 |
| Nœud C - BF4    | 150      | 497       | 0,052            | 0,16                 | <b>0,25</b>          | 0,043               | 21,345  | 0,78           | <b>0,020</b> | 88,22             | 64,74 |
| Nœud C - Nœud D | 0        | 585,5     | 0                | 0                    | <b>0,50</b>          | 0,045               | 26,391  | 0,95           | <b>0,030</b> | 88,22             | 59,19 |
| Nœud D - BF5    | 150      | 600,5     | 0,052            | 0,16                 | <b>0,25</b>          | 0,048               | 28,836  | 0,82           | <b>0,020</b> | 88,22             | 56,50 |
| Nœud D - BF6    | 150      | 826       | 0,052            | 0,16                 | <b>0,25</b>          | 0,039               | 32,164  | 0,74           | <b>0,020</b> | 88,22             | 52,84 |
|                 | 137      |           | 0,032            | 0,10                 |                      |                     |         |                |              |                   |       |

TABEAU N° 22 : Dimensionnement des conduite d'amenée et de distribution

pose de la conduite :

Les conduites sont posées à une profondeur égale à 0.70m pour les protéger.

les bornes fontaines :

La condition d'octroi de bornes fontaines par nombre de population ou de ménage n'est pas défini préalablement, leur nombre dépend de la topographie du site et de la densité de la population, ces ouvrages sont tous communautaires et aucun branchement particulier n'est adopté. Les bornes fontaines ont fait en maçonnerie de brique.

Chaque borne fontaine peut desservir 10 à 15 toits soit environ 100 personnes.

D'une manière générale, l'installation des accessoires suivantes :

Un tuyau galvanisé 20/27 d'une longueur de 1.20m

Un tube galvanisé 20/27 d'une longueur de 0.14m

Robinet de puisage en laiton 20/27

Manchon galvanisé 20/27

Coude 90° galvanisé 20/27

Bouchon galvanisé fileté 20/27

Dans le cas d'une réduction de conduite, on utilise un SR13  $\phi$ 25 plastique à serrer

Un tuyau plastique (PEHD)  $\phi$ 50 nécessaire pour l'évacuation de l'eau de chaque borne fontaine.

Remarque : L'extension d'une borne fontaine est totalement à la charge des bénéficiaires. Dans nos cas, les diamètres de conduites ont été dimensionnés pour permettre quelques extensions suivant la demande des bénéficiaires.



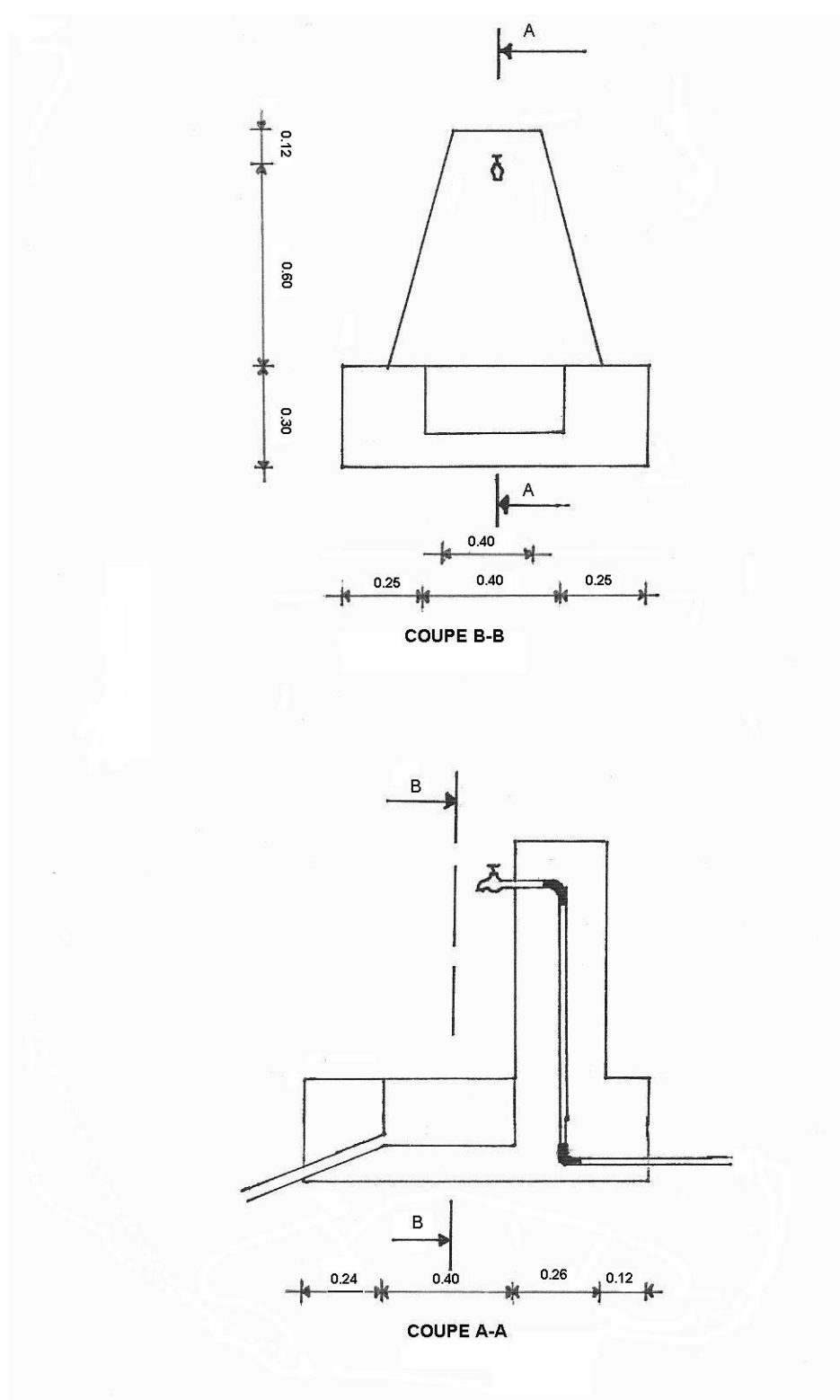


Figure 12 : BORNE FONTAINE

ECHELLE : 1/20

## **CHAPITRE IX : ETUDE TECHNIQUE DE L'ADDUCTION PAR REFOULEMENT**

La situation en eau du village permet d'évaluer tous les cas possibles pour l'alimentation en eau potable du village de Merikanjaka.

Dans un premier temps, nous allons voir la possibilité pour l'adduction par refoulement. Ce modèle nécessite plusieurs connaissances à savoir :

- Les caractéristiques de la ressource à exploiter
- Les études hydrologiques
- Le système de captage conforme aux données sur terrain
- Le système de refoulement
- La station de traitement
- La distribution

### **IX.1. LES CARACTÉRISTIQUES DE LA RESSOURCE À EXPLOITER**

Les gens du village ne connaissent aucune ressource en eau à part l'eau du lac. D'abord ce lac, que les gens nomment souvent lac d'Amparihy, est permanent car il contient toujours de l'eau même en étiage ; ensuite, il est plus proche du village c'est à dire à une certaine distance, environ 100 à 150 mètres pour y chercher de l'eau.

#### **IX.1.1. Description du lac.**

Le lac est alimenté à partir des eaux de ruissellement et de quelques sources de son bassin versant. La superficie du lac est évaluée à 1,5[ha], celle de son bassin versant est de 1,05[km<sup>2</sup>]. Ces deux superficies sont déterminées à partir de la carte topographique ayant pour référence O-46 et N-46. Un barrage en terre de 2,00[m] de hauteur est déjà construite pour rehausser le niveau d'eau dans le lac. Actuellement, le barrage est en mauvais état, il sert de chemin aux charrettes pour récupérer les bois de chauffe.



Photo n°2 : Aperçu du lac d'Amparihy

### **IX.1.2. Qualité de l'eau du lac**

Jusqu'à présent la mairie ne fait aucun suivi régulier concernant la qualité de l'eau du lac d'Amparihy.

Les résultats donnés en annexe n°1 permettent de tirer les renseignements suivants :

- L'eau est très peu minéralisée et possède une basse alcalinité
- Elle présente aussi un taux important qu'on ne puisse pas négliger de matières organiques.
- Le taux de fer est un peu élevé

En outre, nous avons su que le lac présente une colonie considérable de poissons.

Par rapport à ces renseignements la qualité de l'eau du lac paraît relativement bonne, néanmoins, deux éléments peuvent remettre en cause :

Les apports en matières en suspension lors des épisodes pluvieux.

Aucun périmètre de protection pour la retenue n'est encore tracé. Ainsi rappelons que la population de Merikanjaka et ses environs sont déconseillés de boire l'eau sans l'avoir préalable bouillie.

### **IX.1.3. Bassin versant**

Un bassin versant est une surface dont l'ensemble des précipitations qui tombent dessus converge vers un seul point appelé exutoire. Le traçage de son périmètre

consiste à boucler une courbe partant de l'exutoire pour arriver sur elle-même en passant par les lignes de crêtes.

Le traçage du bassin versant a été effectué à l'aide de la carte FTM au 1/100000



Photo n°3 : Bassin versant du lac

#### **IX.1.4. Superficie du bassin versant**

La superficie du bassin versant est déterminée par délimitation manuelle en partant de l'exutoire (La limite aval du lac) puis on construit une courbe fermée en suivant les lignes de crête. La surface est obtenue par la méthode des carreaux.

La superficie du bassin versant est de  $S_{BV} = 1,05 \text{ [km}^2\text{]}$ .

#### **IX.1.5. Périmètre :**

Le périmètre du bassin versant est aussi déterminé en se servant du logiciel MapInfo, en délimitant le bassin versant considéré.

On trouve la valeur du périmètre du bassin :  $P = 4,20 \text{ [km]}$ .

#### **IX.1.6. Forme du bassin versant :**

La forme du bassin versant est représentée par un indice appelé « coefficient de compacité de GRAVELIUS » : K

K = rapport du périmètre du bassin par le périmètre du cercle de surface équivalent.

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Soit  $K = 1,15$

#### IX.1.7. Rectangle équivalent :

Le bassin versant est assimilé à un rectangle équivalent de même périmètre et de même surface avec L et l respectivement la longueur et la largeur du rectangle.

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1.12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

$l = P/2 - L$ . Soient  $L = 1,12$  km

$l = 0,98$  km

#### IX.1.8. Dénivellation :

La dénivellation du bassin versant est obtenue par la formule  $DH = 0.95 (Z_{\max} - Z_{\min})$

Avec  $Z_{\max}$  altitude maximal du bassin lu sur carte et  $Z_{\min}$  l'altitude minimal (au droit du barrage).

Soient  $Z_{\max} = 1343$  m

$Z_{\min} = 1319$  m. D'où  $DH = 22,8$  m

#### IX.1.9. Pente des bassins versants

La pente d'un bassin versant est obtenue en faisant le rapport entre la dénivelée maximale c'est à dire la différence d'altitude maximale et minimale sur la longueur du plus long cheminement hydraulique (longueur du rectangle équivalent).

$$I_{BV} = \frac{DH}{L}. \text{ Soit } I_{BV} = 0.02 = 2 \%$$

## **IX.2.ETUDES HYDROLOGIQUES DU BASSIN VERSANT**

L'étude hydrologique a pour but d'évaluer les apports et estimer le débit de crue du projet. Par conséquent, elle nécessite la connaissance de quelques données de base techniques telles que la pluviométrie, la température et les bassins versants.

Vu la proximité de la station pluviométrique d'Ivato Aéroport à la zone d'étude, les données de cette station seront valables pour la région de Mahitsy (Merikanjaka). De plus, on dispose de données suffisantes (supérieures à 15 années d'observation), les données pluviométriques sont représentées en ANNEXE n° 3.

### **IX.2.1. Temps de concentration**

Le temps de concentration est le temps mis par une goutte d'eau tombant le plus loin de l'exutoire pour y parvenir. Plusieurs formules ont été établies pour calculer le temps de concentration.

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

$t_c$  : temps de concentration en [mn]

L : longueur du plus long cheminement en [m]

I : pente du bassin versant en [m/m]

- Formule de Ventura :  $t_c = 0,1272 * \left( \frac{S}{I} \right)^{0,5}$

$t_c$  : en [h]

S : surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>]

I en [m/m]

- Formule de PASSINI :  $t_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{I}}$

$t_c$  en (heure)

L en (km),

S en (km<sup>2</sup>)

I en (m/m)



La formule californienne est la plus utilisée pour les petits bassins versant.  
Soit  $t_c = 0,12$ [heure] soit environ 8[mn]

### IX.2.2. Apports

L'estimation des apports peut se faire par la méthode de CTGREF

#### Méthode CTGREF.

La méthode CTGREF est basée sur l'application d'une formule établit par le Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêt (CTGREF) d'Anthony Paris.

$$Q_f = \frac{S}{31.5} * \left( \frac{P_f}{B} \right)^{\frac{5}{3}} * \left( \frac{Z_m}{100} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$Q_f$  : apport moyen annuel de fréquence F (l/s)

B : paramètre régionalisé ( ici B = 49)

$P_f$  : pluviométrie moyenne annuelle de fréquence F (mm)

$Z_m$  : altitude moyenne du bassin versant considéré (m) =  $(Z_{max} + Z_{min}) / 2$

Soit  $Z_m = 1331$ [m]

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

#### *IX.2.2.1. Apport annuel secs de différentes fréquences*

Les valeurs des pluviométries moyennes annuelles sèches sont données dans le tableau représenté en annexe n°3 (Tableau n°36).

Les apports quinquennaux secs annuels sont obtenus en utilisant les valeurs de la pluie quinquennale sèche P5s et de la pluie décennale sèche P10s et P25s. Ici on a :  
Soit donc :

$$Q_{5s} = 16,75 \text{ [l/s]}$$

$$Q_{10s} = 14,20 \text{ [l/s]}$$

$$Q_{25s} = 11,66 \text{ [l/s]}$$

#### *IX.2.2.2. Apports mensuels quinquennaux secs au droit du barrage*

En appliquant les coefficients de répartition d'ALDEGHERI, on obtient les apports mensuels quinquennaux secs au droit du barrage

$$Q_{sm} = \frac{Q_{5s} * 12 * R_{3m}}{100}$$

Qsm : apport mensuel quinquennal sec du mois considéré (l/s)

Q5s : apport annuel quinquennal sec (l/s)

R1m : coefficient de répartition d'ALDEGHERI du mois considéré

Les coefficients de répartition d'ALDEGHERI sont obtenus par le tableau suivant :

| Mois      | Janv | Fev  | Mars | Avril | Mai | Juin | Juillet | Août | Sept | Oct | Nov | Dec  |
|-----------|------|------|------|-------|-----|------|---------|------|------|-----|-----|------|
| <b>R1</b> | 16,9 | 16,4 | 17,0 | 9,7   | 5,7 | 4,1  | 3,7     | 3,4  | 2,6  | 2,4 | 4,8 | 12,8 |

TABLEAU N° 23 : Les coefficients de répartition d'ALDEGHERI

Source : Cours d'hydrologie élaborée par Monsieur RASOLOFONIAINA Jean Donné

Ainsi l'apport mensuel des mois considérés est :

| Mois                  | Janv | Fev  | Mars | Avril | Mai  | Juin | Juillet | Août | Sept | Oct | Nov | Dec  |
|-----------------------|------|------|------|-------|------|------|---------|------|------|-----|-----|------|
| <b>Q5sm</b><br>(l/s)  | 34,0 | 33,0 | 34,2 | 19,5  | 11,5 | 8,2  | 7,4     | 6,8  | 5,2  | 4,8 | 9,6 | 25,7 |
| <b>Q10sm</b><br>(l/s) | 28,8 | 27,9 | 28,0 | 16,5  | 9,7  | 7,0  | 6,3     | 5,8  | 4,4  | 4,1 | 8,2 | 21,8 |
| <b>Q25sm</b><br>(l/s) | 23,6 | 22,9 | 23,8 | 13,8  | 8,0  | 5,7  | 5,2     | 4,8  | 3,6  | 3,4 | 6,7 | 17,9 |

TABLEAU N° 24 : Apport mensuel des mois considérés

### IX.2.3. Crue

Pour l'étude des crues, utilisons *la méthode empirique*

Cette méthode est très développée pour les calculs des crues. Plusieurs formules ont été établies depuis les 50 dernières années à Madagascar :

- Méthode rationnelle
- Méthode Louis DURET

#### Méthode rationnelle

La méthode rationnelle est applicable notamment aux petits bassins versants de surface inférieure à 10 km<sup>2</sup>. La formule s'énonce comme suit :

70

$$Q_f = 0.278 * C * i * S$$

Qf : débit de crue de fréquence F (m<sup>3</sup>/s)

C : coefficient de ruissellement dépendant de la couverture végétale et de la pente du bassin versant.



Pour un bassin versant moyen de 10 à 400 Ha présentant une pente inférieure à 5% avec une nature de couverture végétale, prairie et savane sous bois comme le notre  
 $C = 0,30$

$i$  : intensité de pluie (mm/h)

$S$  : surface du bassin versant (m<sup>2</sup>)

Avec :  $i(t) = \frac{P(24, F)}{24^b} t^{(b-1)}$  ;  $i(t)$  est de type MONTANA

$P(24, F)$  : pluviométrie maximale journalière de fréquence  $F$  (mm) (On prend  $F = 5, 10$  et  $25$  ans).

Les valeurs du  $P(24, F)$  sont obtenues en tenant compte de lois de distribution statistique, les plus utilisées sont celle du GUMBEL et FRECHET.

$P(24, 5) = 89,0$ [mm]

$P(24, 10) = 96,8$ [mm]

$P(24, 25) = 106,7$ [mm]

$b$  : coefficient régional ;  $b = 0.26$

$T_c$  : temps de concentration

$T_c = 0,12$  heures

Soit donc après calculs fait en annexe n°3 on a :

$i_5(t) = 187,0$ [mm/h]

$i_{10}(t) = 203,4$ [mm/h]

$i_{25}(t) = 224,2$

et :  **$Q_5 = 16,38$ [m<sup>3</sup>/s]**

**$Q_{10} = 17,81$ [m<sup>3</sup>/s]**

**$Q_{25} = 19,81$ [m<sup>3</sup>/s]**

### **IX.3. LE SYSTÈME DE CAPTAGE DU LAC**

L'alimentation par mise en communication avec le lac naturel peut se faire par une conduite crépinée et éventuellement vannée. Elle permet un remplissage régulier.

#### **IX.3.1 Ouvrage d'entrée d'eau**

La conduite d'alimentation débouche sur la rive du côté Sud Est du lac par un ouvrage en béton prolongé d'une protection en gabion. Les dimensions de cet ouvrage sont les mêmes que celle du bac de réunification : 1,20[m] \* 0,80[m] \* 0,70[m] et équipé de filtres

### **IX.3.2. Amenée de l'eau vers la station de traitement**

L'amenée de l'eau vers la station de traitement se fait par gravité car la station de traitement est conçue à l'aval du captage. Cet amenée est équipé :

- D'une conduite en PEHD de dimension  $\Phi 100$  assurant 11[m<sup>3</sup>/h] pour alimenter la station de traitement.
- D'une vanne d'arrêt

## **IX.4. LA STATION DE TRAITEMENT**

D'après les analyses effectuées par Caritas, si on alimente le village par l'eau du lac d'Amparihy, l'eau n'est pas du tout potable directement. Elle nécessite un certain traitement afin de la rendre potable.

Le modèle de la station de traitement adopté est celui des eaux de surfaces. La turbidité de l'eau étant supérieure à 11 NTU, pendant la saison pluvieuse ; ainsi, la chaîne hydraulique de traitement avec décanteur convient.

Pour la raison économique, le fonctionnement de la pompe est fixé de 1 heure par jour avec un débit de 11m<sup>3</sup> c'est à dire 3l/s.

Pour cela nous allons choisir le type de celle d'Ivontovorona. Les infrastructures de cette station sont dimensionnées avec un débit de **3 l/s.**

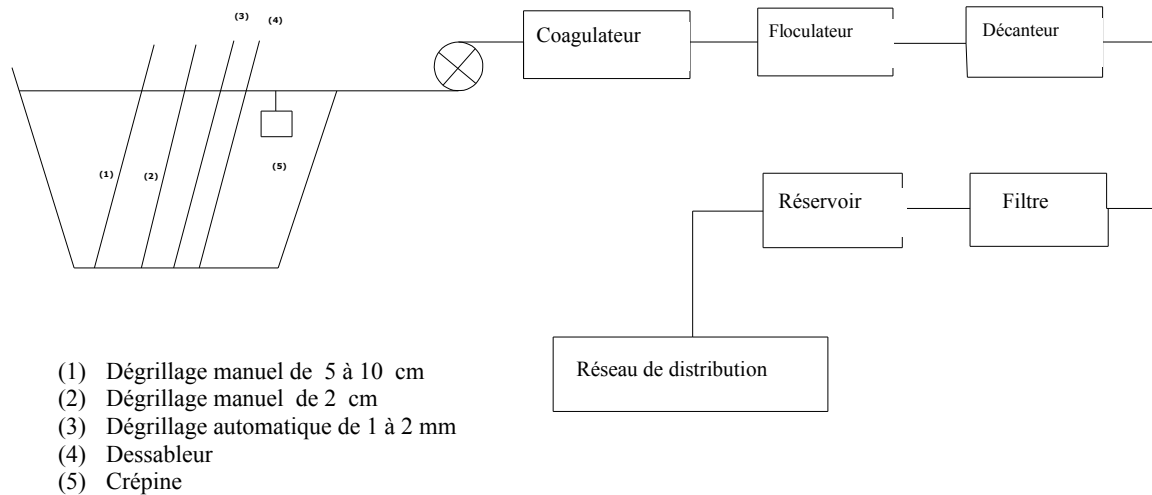


Figure n°13 : Chaîne hydraulique de traitement d'une eau de surface  
Mais dans notre cas, on n'a pas besoin d'une pompe pour refouler l'eau du lac vers la station de traitement, le passage se fait gravitairement. L'emplacement de la pompe est après la station de traitement

#### **IX.4.1. Le coagulateur :**

##### La coagulation :

La coagulation est un phénomène de déstabilisation des colloïdes par ajout de réactifs chimiques (coagulant) dans le coagulateur. Elle permet aux colloïdes de flocculer. Le coagulant doit être bien disperser dans la totalité du volume d'eau à traiter, pour cela, le mélange du coagulant avec l'eau est rapide et rigoureux. L'ajout du coagulant s'effectue dans une zone de turbulence créée par des chicanes ou des mélanges avec pâles ou hélices.

#### **IX.4.2. Le flocculateur :**

##### ***IX.4.2.1. La floculation :***

La floculation est une agglomération des particules colloïdales en flocons volumineux et décantables déstabilisées lors de la coagulation par injection de réactifs (floculants). Les réactifs utilisés sont des coagulants. Contrairement à la coagulation, la floculation est lente pour favoriser la formation des particules de floc.

La dose de coagulant est déterminée par les essais JAR TEST au laboratoire.

##### **IX.4.2.2. Les essais JARS TEST :**

Le JARS TEST sert à déterminer la dose de réactifs pour la coagulation floculation.

On dispose un flocculateur à 6 bechers contenant chacun un litre d'eau à traiter.

D'abord, les bechers sont agités rapidement pendant 2 minutes en ajoutant des quantités déterminées de réactifs coagulants.

Après, on réduit la vitesse d'agitation pendant 10 à 20 minutes. C'est la phase d'agitation lente. Dans notre cas, on prend  $t = 15[\text{mn}]$  d'où le volume du coagulateur est donné par la formule :  $V = t * Q$  soit une valeur de  $V = 0,25 * 3 = 0,75[\text{m}^3]$

En fin d'agitation, la quantité, la taille et l'aspect du floc formés dans chaque bechers sont notés. L'aptitude à la sédimentation est appréciée par la vitesse de chutes des particules.

##### **IX.4.2.3. Détermination du taux minimal de coagulant ;**

Le taux minimal de coagulant correspond au bechers donnant une meilleure décantation. Le taux de traitement peut s'écarter quelques peu de celui de mise en œuvre dans les installations de traitement car les conditions d'énergie d'agitation, de temps de séjour, de concentration en floccs préformés sont différentes.

##### ***IX.4.2.4. Calcul de la surface et de la hauteur du flocculateur :***

L'eau brute refoulée de la prise d'eau passe dans un flocculateur là où il faut, d'une part, briser la turbulence à l'entrée et d'autre part assurer la sortie de l'eau sans remise en suspension des boues.

Choisissons un flocculateur à pâle. L'eau brute subit une coagulation qui consiste à neutraliser les ions négatifs des colloïdes qui y sont présentes pour donner des floccs. Elle se fait par l'intermédiaire d'un agitateur à pâle, à une vitesse de 2 à 1 tours/mn pour le brassage de l'eau à flocculer.

Le temps de floculation est supposé égal à **30 minutes**.

Ainsi, connaissant ces données : le débit d'eau à traiter (**Q = 1,00 m<sup>3</sup>/h**) et le temps de floculation, on arrive à déterminer le volume du flocculateur :

$$\text{Soit : } V_{floc} = t_{floc} * Q$$

En application numérique on trouve la valeur :  $V_{floc} = 1,5[m^3]$ .

#### **IX.4.3. Le décanteur :**

##### ***IX.4.3.1. Structure d'un décanteur :***

Dans un décanteur, il faut assurer d'abord l'uniformité de l'alimentation dans la zone de décantation puis, l'écoulement soit laminaire et stable à travers le décanteur et la collecte des eaux décantées soit homogène(par surverse) pour ne pas perturber le régime d'écoulement. Ensuite, les boues formées soient évacuées régulièrement et il ne faut pas perdre de vue que l'évacuation n'entraîne ni perte en eau si elle est trop fréquente, ni fermentation des matières indésirables si au contraire.

Enfin, il faut aussi tenir compte de la perturbation due l'effet du vent et de l'ensoleillement.

##### ***IX.4.3.2. Paramètres caractéristiques du décanteur :***

- Vitesse de Hazen :

C'est le rapport du débit à traiter par la surface de décantation. On appelle aussi vitesse de surverse ou vitesse de décantation.

- Pour un décanteur horizontale, la vitesse de décantation optimale ne peut pas dépasser 1,5m /h ( $U_{optimale} \leq 1,5 \text{ m/h}$ ).

##### ***IX.4.3.3. Dimensionnement du décanteur***

Pour calculer la surface et la hauteur du décanteur, on se réfère de l'équation générale du mouvement des particules :

$$x = V_x t + C_1$$

$$y = -V_y t + C_2$$

à  $t = 0$ , on a  $C_1 = 0$

et  $C_2 = h$

d'où l'équation de mouvement s'écrit :  $x = V_x t$

$$y = -V_y t + h$$

En déduisant de l'équation de mouvement, on obtient l'équation de la trajectoire de la particule.

$$y = -\frac{V_y t}{V_x} + h ; \text{ c'est une droite descendante}$$

Soit  $t_1$  le temps mis par la particule pour atteindre le fond : A (L ; 0), on a :

$$L = V_x t_1$$

$$0 = -V_y t_1 + h$$

$$\text{Soit : } t_1 = \frac{L}{V_x} \text{ et } V_y = \frac{V_x h}{L}$$

Avec :  $V_x = \frac{Q}{L * h}$  et  $V_y = \frac{Q * h}{H * l * L}$  et à la limite, on a  $h = H$  et ceci impliquent

$$V_y = \frac{Q}{L * l}$$

Or  $L * l$  n'est autre que la surface du bassin.

Il y aurait décantation quand l'eau sort du bassin et que la particule en suspension atteint le fond.

Pour une décantation horizontale, la vitesse de décantation optimale est  $V_s = 1,5$  m/h. Ainsi, toute particule dans l'eau se décante si leur vitesse de chute est supérieure à  $V_s$ .

Pratiquement,  $0,5 \text{ m/h} < V_y < 1,5 \text{ m/h}$

$$0,5 < \frac{Q}{L_{dec} * l_{dec}} < 1,5$$

$$\frac{Q}{0,5} > L_{dec} * l_{dec} > \frac{Q}{1,5} ; \text{ en application numérique, on a : } 22,00 > L_{dec} * l_{dec} > 7,33$$

Dans notre cas, prenons  $L_{dec} * l_{dec} = 8,00 \text{ m}^2$  ; ceci conduit à  $L_{dec} = 4,00 \text{ [m]}$  et

$l_{dec} = 2,00 \text{ [m]}$ .

Pour faciliter l'évacuation des boues, le fond du bassin aura une pente de 2%

La hauteur du décanteur  $h_{dec}$  est obtenue par la formule du volume :

$V_{dec} = L_{dec} * l_{dec} * h_{dec}$  avec une revanche de 0,40[m]

La hauteur du décanteur est alors égale à :  $h_{dec} = 1,80[m]$

Tableau récapitulatif des dimensions du décanteur :

|            | Longueur en<br>[m] | Largeur en<br>[m] | Hauteur en<br>[m] | Surface<br>occupée en<br>[m <sup>2</sup> ] | Volume du<br>décanteur en<br>[m <sup>3</sup> ] |
|------------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Dimensions | 4,00               | 2,00              | 1,80              | 8,00                                       | 14,4                                           |

Source : Travail personnel

TABLEAU N° 25 : Les dimensions du décanteur

#### IX.4.4. Le filtre :

##### IX.4.4.1. La filtration lente :

La filtration est dite lente lorsque la vitesse de filtration est de l'ordre de 2,40 [m/j], toutes les eaux pourront être traitées par ce procédé puisqu'en particulier les colloïdes et la majeure partie des germes microbiens seront arrêtés par la membrane biologique.

Le procédé comporte essentiellement une clarification par passages successifs sur des masses sableuses c'est à dire plusieurs étages de filtration dans lesquels l'eau passe à des vitesses de plus en plus lente sur des masses de matériaux de granulométrie de plus en plus fine.

Ces opérations sont précédées d'un dégrillage à l'entrée de la prise.

Dans les filtres finisseurs, le coefficient d'uniformité du matériau est de l'ordre de 2.

##### IX.4.4.2. La filtration rapide :

Le principe de la filtration rapide subit en son début une préparation comme la filtration lente mais avec une préparation par voie chimique, dans le but de se débarrasser des matières colloïdales contenues dans l'eau brute.

Ces matières, ainsi que celle en suspension, se précipitent sous forme de floccs grâce à l'apport d'un coagulant approprié. La plus grande partie de floc se dépose dans des appareils, appelés « Décanteurs » selon la loi de STOKES ; la vitesse  $V$  de décantation est donnée par la formule :

$$V = \frac{1}{18} (\rho_1 - \rho_2) \frac{g^* a^2}{\mu}$$

Où  $\rho_1$  : Masse volumique des éléments solides.

$\rho_2$  : Masse volumique des éléments liquides.

$a$  : Diamètre de la particule solide

$\mu$  : Le coefficient de viscosité.

#### ***IX.4.4.3. Dimensionnement du filtre :***

Pour le dimensionnement du filtre, on devrait tenir compte les hypothèses suivantes :  
la vitesse de filtration devrait être entre 4[m/h] et 20[m/h]

Les grains de sables ont un diamètre moyen de quelques dixième de millimètre :  
0,7[mm] à 1,5[mm]. Nous choisissons un filtre rapide et pour le dimensionnement

prenons la vitesse nominale de 8[m/h]. D'après la loi de DARCY :  $\frac{Q}{S} = k^* \frac{h}{h_s}$

Avec :  $k = 0,01 * (d_{10})$  ; où  $d_{10}$  est le diamètre efficace ;  $d_{10} = 0,7[mm]$

$h$  : la charge hydraulique au-dessus du sable.

$h_s$  : la hauteur du sable, prenons  $h_s = 0,80[m]$ .

$S$  : la surface du filtre

$Q$  : le débit à filtrer.

La surface de filtration :  $S = \frac{Q}{V}$ . En application numérique, on a :  $S = 1,375[m^2]$ .

La hauteur d'eau au dessus du filtre est donnée par la formule :  $h = \frac{Q^* h_s}{k^* S}$  ; en valeur  
numérique, on trouve  $h = 0,40[m]$

#### **IX.4.4.4. Nombre de buselures :**

Des buselures à fréquence de 50 unités par  $m^2$  termine la filtration. Dans notre cas,  
on doit avoir 70 nombres de buselures.

Epaisseur du plancher supportant le sable = 0,10[m]

Hauteur du vase de restitution d'eau filtrée = 0,50[m]

En conclusion, la hauteur du filtre, avec une revanche de 0,40[m], est :

$$h_{\text{filtre}} = 2,10[m]$$

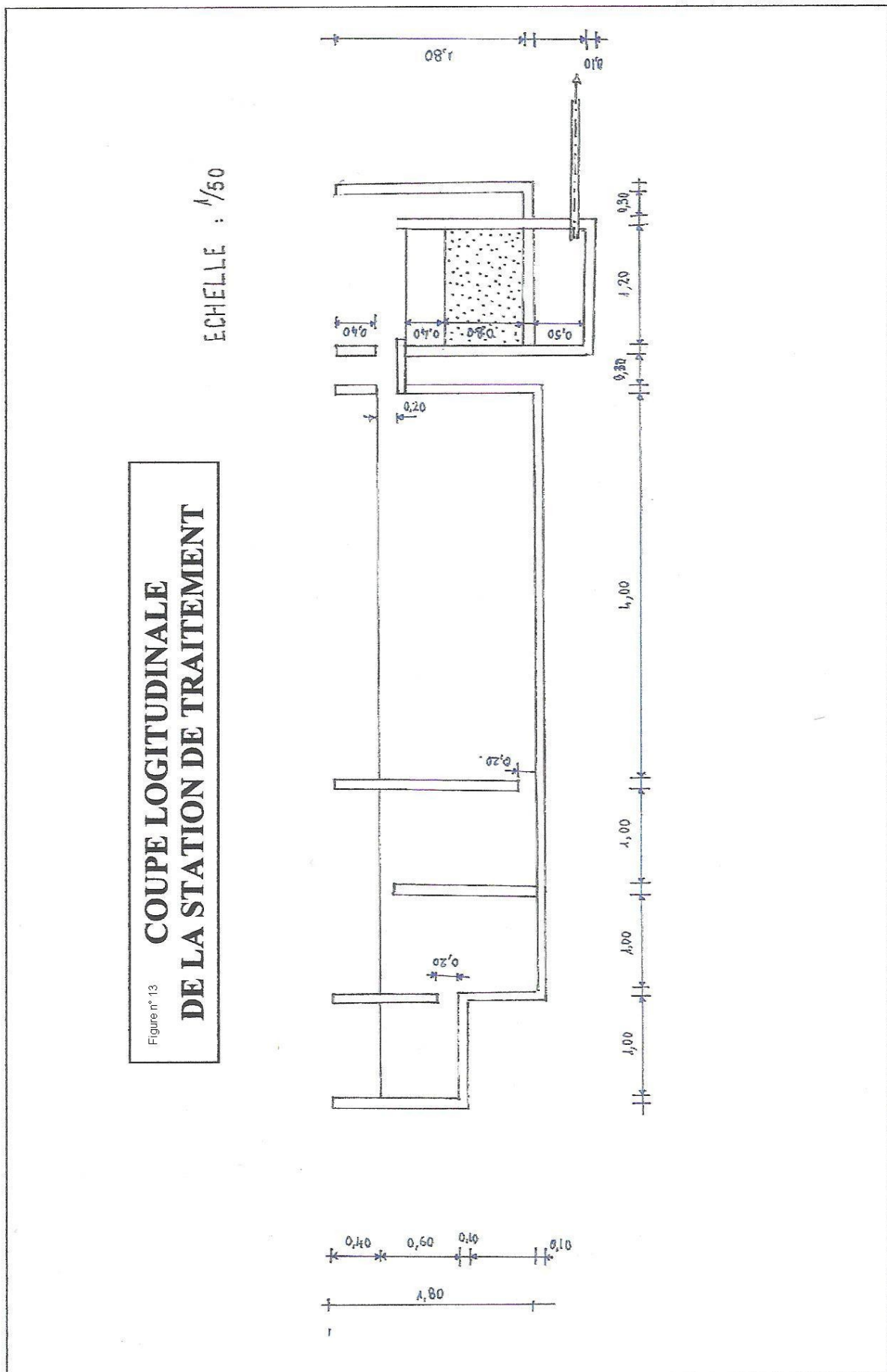


Le tableau ci-dessous montre les dimensions des différentes poste de la station de traitement :

| <b>Filtre monocouche</b>     | <b>Décanteur statique horizontale</b> |
|------------------------------|---------------------------------------|
| Q = 11,00[m <sup>3</sup> /h] | Q = 11,00 [m <sup>3</sup> /h]         |
| V = 8[m/h]                   | V = 1,50[m/h]                         |
| S = 1,375[m <sup>2</sup> ]   | S = 8,00[m <sup>2</sup> ]             |
| T <sub>c</sub> = 20[mn]      | T <sub>c</sub> = 90[mn]               |
| V = 3,02[m <sup>3</sup> ]    | V = 14,40[m <sup>3</sup> ]            |
| L = 1,20[m]                  | L = 4,00[m]                           |
| l = 1,20[m]                  | l = 2,00[m]                           |
| h <sub>utile</sub> = 2,10[m] | h <sub>utile</sub> = 1,80[m]          |
| Revanche = 0,40[m]           | Revanche = 0,40[m]                    |
| h <sub>sable</sub> = 0,80[m] |                                       |
| <b>Floculateur</b>           | <b>Coagulateur</b>                    |
| Q = 11,00[m <sup>3</sup> /h] | Q = 1,00[m <sup>3</sup> /h]           |
| T <sub>c</sub> = 30[mn]      | T <sub>c</sub> = 1,5[mn]              |
| V = 1,50[m <sup>3</sup> ]    | V = 0,75[m <sup>3</sup> ]             |
| L = 2,00[m]                  | L = 1,00[m]                           |
| l = 0,50[m]                  | l = 0,80[m]                           |
| h <sub>utile</sub> = 1,80[m] | h <sub>utile</sub> = 1,00[m]          |
| Revanche = 0,40[m]           | Revanche = 0,40[m]                    |

TABLEAU N° 26: les dimensions des différentes poste de la station de traitement



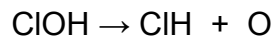
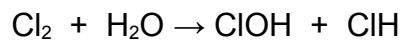


#### **IX.4.5. La stérilisation :**

Elle a pour but de supprimer impérativement, toutes les fois que nécessaire les germes pathogènes que pourrait contenir l'eau d'alimentation ; cette stérilisation doit bien entendu, d'une part effectuer sans laisser dans l'eau des corps susceptibles de la rendre impropre à la consommation et d'autre part, en utilisant des produits qui ne rendent pas son prix de revient trop élevé.

Stérilisation par le chlore et ses dérivés :

L'introduction du chlore dans l'eau conduit à la double réaction chimique :



Principe de la stérilisation :

L'acide chlorhydrique formé à très faible concentration est en grande partie dissociée. On considère actuellement que outre l'action oxydante de l'oxygène naissant sur les bactéries, l'effet prépondérant du chlore est dû à une inhibition des enzymes indispensables à leur vie

La plupart des usines de production et de traitement d'eau de la JIRAMA utilisent de l'hypochlorite de calcium (ClOCa) comme produit stérilisant.

La quantité de chlore nécessaire à une bonne stérilisation est de l'ordre de 0,2 à 0,4 [ml/l]

### **IX.5. LE SYSTÈME DE REFOULEMENT**

Après l'étude du captage de l'eau du lac, on a intérêt d'introduire l'étude au niveau de la station de traitement puis sur le système de refoulement pour que l'eau puisse arriver à l'endroit où l'on stocke avant de la distribuer

Le système de refoulement est alors équipé d'une pompe de relevage. Leurs caractéristiques seront données en annexe n°4 et n°5.

En sortant de la pompe, l'eau est amenée par la conduite de refoulement, ainsi leurs dimensions sont calculées dans l'annexe n° 5 donnant les valeurs suivantes :

## **IX.6. LES MATERIAUX POUR CHAQUE CONSTITUANT DE STATION DE TRAITEMENT.**

La station de traitement est équipée d'un coagulateur, d'un flocculateur, d'un décanteur et d'un filtre. Les dimensions de chacun sont déjà vu auparavant, ainsi, dans ce paragraphe, on va déterminer les matériaux nécessaires pour la construction afin de pouvoir évaluer son prix.

### Volume de l'enduit

Tous les faces extérieurs ainsi qu'intérieurs de chaque parie sont à recouvert d'enduit, l'évaluation est donnée par ce tableau :

|                     | <b>Epaisseur</b> | <b>Surface en m<sup>2</sup></b> | <b>Volume en m<sup>3</sup></b> |
|---------------------|------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Coagulateur         | 0.020            | 8,80                            | 0,176                          |
| <b>Flocculateur</b> | 0.020            | 20,00                           | 0,400                          |
| <b>Décanteur</b>    | 0.020            | 59,20                           | 1,184                          |
| <b>Filtre</b>       | 0.020            | 23,04                           | 0,460                          |
|                     |                  | <b>TOTAL</b>                    | <b>2,22</b>                    |

TABLEAU N°27 : Calcul du volume d'enduit pou la station de traitement

Le volume total de l'enduit pour la station de traitement est de 2,22[m<sup>3</sup>]

Volume du béton. Le volume du béton constituant la station de traitement est obtenu en multipliant la surface par l'épaisseur de mise en œuvre soit  $e = 0,15[m]$

|                     | <b>Epaisseur</b> | <b>Surface en m<sup>2</sup></b> | <b>Volume en m<sup>3</sup></b> |
|---------------------|------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Coagulateur         | 0.15             | 4,40                            | 0,66                           |
| <b>Flocculateur</b> | 0.15             | 10,00                           | 1,50                           |
| <b>Décanteur</b>    | 0.15             | 29,60                           | 4,44                           |
| <b>Filtre</b>       | 0.15             | 11,52                           | 1,73                           |
|                     |                  | <b>TOTAL</b>                    | <b>8,33</b>                    |

TABLEAU N°28 : Calcul du volume de béton pour la station de traitement

Le volume du béton de la station de traitement est de 8,33[m<sup>3</sup>]

### Ferraillage

Pour déterminer le ferraillage de la station de traitement, on applique la méthode en B.A.E.L. et le procédé est le même que pour les ferraillages des ouvrages en adduction par gravitaire déjà effectué précédemment.

Par analogie de l'étude sur l'adduction gravitaire, l'estimation des fers pour chaque constituant de la station de traitement est donné par ce tableau :

|            | Coagulateur | Floculateur | Décanteur    | Filtre      |
|------------|-------------|-------------|--------------|-------------|
| Ferrailage | 6 $\Phi$ 6  | 12 $\Phi$ 6 | 22 $\Phi$ 8  | 11 $\Phi$ 8 |
| e          |             |             | 10 $\Phi$ 14 | 6 $\Phi$ 8  |

TABLEAU N°29 : Résultats de calcul de ferrailage pour la station de traitement

Remarque : Les barres de fer sont de 12[m] de longueur

PARITE III  
ETUDES ECONOMIQUES  
ET DECISIONS  
A PRENDRE

PARTIE III : ETUDES ECONOMIQUES ET ENVIRONNEMENTALES

**CHAPITRE X : ETUDES ECONOMIQUES DES DEUX VARIANTES**

**X.1. ESTIMATION DES COUTS DES PROJETS**

L'estimation des coûts de chaque variante se fait par considération du coût de chaque infrastructure qui la constitue.

Dans un premier temps, on détermine le prix estimatif du projet d'adduction par gravitaire et ensuite on déterminera aussi celle de l'adduction par refoulement.

**X.1.1. Pour l'adduction par gravité**

**X.1.1.1. Estimation quantitative des matériaux**

Avant de calculer le coût de chaque infrastructure, il faut d'abord connaître les quantités que doit utiliser pour la réalisation.

D'après les résultats de l'étude technique, la quantité des matériaux à prévoir est désignée dans le tableau N°42 en annexe N°8

**X.1.1.2. Coût estimatif du projet d'adduction par gravitaire du village de Merikanjaka.**

Le coût estimatif du projet d'adduction par gravitaire du village de Merikanjaka est obtenu en utilisant les prix unitaires de chaque consommation en matériaux et matériels.

D'après les calculs le coût estimatif du projet est obtenu en tenant compte du coût de chaque installation, du coût des diverses fournitures, de la main d'œuvre, du transport des matériaux, de l'hébergement des techniciens et de la location du magasin de stockage. Le coût de chaque installation est :

|                         |             |
|-------------------------|-------------|
| Ouvrage de captage      | 1113549Ar.  |
| Réseau d'amenée         | 6373926Ar.  |
| Réservoir               | 1354435Ar.  |
| Réseaux de distribution | 24346364Ar. |
| Bornes fontaines        | 2094147Ar.  |



|                                                  |           |
|--------------------------------------------------|-----------|
| Coût des diverses fournitures _____              | 490056Ar. |
| Coût de la main d'œuvre (300 * 1500) _____       | 450000Ar. |
| Coût du transport (10voy. * 6000) _____          | 60000Ar.  |
| Coût d'hébergement des techniciens _____         | 480000Ar. |
| Coût de la location du magasin de stockage _____ | 250000Ar. |

Le coût total est de **31905896 Ariary**. Les détails de calcul de prix sont donnés dans le tableau n°44 en annexe N°10

#### **X.1.1.3. Amortissement annuel**

Pour le cas de l'adduction par gravitaire, l'amortissement annuel est estimé à 3% de la valeur total des investissements ou coût du projet.

Si on désigne par C le coût du projet, l'amortissement annuel est donc égal à  $0,03 * C$  soit **1017944Ariary** .

#### **X.1.1.4. Dépenses de fonctionnement**

Les dépenses de fonctionnement de ces ouvrages sont fixées au moment de la formation des comités qui est le premier responsable de l'association pour assurer la viabilité du système.

Cette somme est de 15000Ar par an.

Pour assurer le bon fonctionnement du système, on doit tenir compte d'une somme de 1% de son prix tous les 10 ans pour les entretiens.

#### **X.1.1.5. Recettes annuels**

Pour calculer les recettes annuelles de la population, on doit calculer la valeur annuelle produit par la proximité des bornes fontaines. La population bénéficie en générale 20[mn] pour chercher de l'eau, soit une valeur annuelle de 5 jour par

personne, et que si la journée coûte Ar.1500 ; on gagne Ar.7500 par personne par an, soit Ar.5625000 pendant toute l'année.

La valeur récupérée VR est estimée à 40% de la valeur de l'investissement à la fin de l'année 20, soit une valeur de 13572591Ar.

**Hypothèse** : la simulation économique est réalisée sur 20 ans.

#### **X.1.2. Pour l'adduction par refoulement**

##### **X.1.2.1. Estimation quantitative des matériaux**

Avant de calculer le coût l'infrastructure, il faut d'abord connaître les quantités que doit utiliser pour la réalisation.

D'après les résultats de l'étude technique, la quantité des matériaux à prévoir est désignée dans le tableau N°43 de l'annexe N°9

##### **X.1.2.2. Coût estimatif du projet d'adduction par refoulement du village de Merikanjaka.**

Le coût estimatif du projet d'adduction par gravitaire du village de Merikanjaka est obtenu en utilisant les prix unitaires de chaque consommation en matériaux et matériels.

D'après les calculs le coût estimatif du projet est obtenu en tenant compte du coût de chaque installation, du coût des diverses fournitures, de la main d'œuvre, du transport des matériaux, de l'hébergement des techniciens et de la location du magasin de stockage

Coût de chaque installation :

|                                            |             |
|--------------------------------------------|-------------|
| Station de traitement                      | 1272429Ar.  |
| Système de pompage                         | 17288338Ar. |
| Réservoir tampon                           | 1094590Ar.  |
| Réservoir                                  | 1354435Ar.  |
| Réseaux de distribution                    | 24346364Ar. |
| Bornes fontaines                           | 2094147Ar.  |
| Coût des diverses fournitures              | 8834444Ar.  |
| Coût de la main d'œuvre (600 * 1500)       | 900000Ar.   |
| Coût du transport(20 voy.*6000)            | 120000Ar.   |
| Coût d'hébergement des techniciens         | 480000Ar.   |
| Coût de la location du magasin de stockage | 250000Ar.   |

Le coût total est de **47533747 Ariary**. Les détails de calcul de prix sont donnés dans le tableau n°45 en annexe N°11

#### X.1.2.3. Amortissement annuel

Pour le cas de l'adduction par refoulement, l'amortissement annuel est estimé à 5% de la valeur total des investissements ou coût du projet.

Si on designe par C le coût du projet, l'amortissement annuel est donc égal à  $0,05 * C$  soit **2376687Ariary**.

#### X.1.2.4. Dépenses de fonctionnement

Les dépenses de fonctionnement de ces ouvrages sont fixées au moment de la formation des comités qui sont les premiers responsables de l'association pour assurer la viabilité du système. Cette somme est de 15000Ar par an.

Pour assurer le bon fonctionnement du système, on doit tenir compte d'une somme de 5% de son prix tous les 10 ans pour les entretiens.

Comme ce village n'a pas encore alimenté par l'électricité, les pompes fonctionnent alors avec du carburant, ainsi, les dépenses pour carburant sont à la charge du bénéficiaire. On va considérer cette valeur égale à 2000Ar mais avec une hausse de 5% chaque année.

#### **X.1.2.5. Recettes annuels**

Pour calculer les recettes annuelles de la population, on doit calculer la valeur annuelle produit par la proximité des bornes fontaines. La population bénéficie en générale 20[mn] pour chercher de l'eau, soit une valeur annuelle de 5 jour par personne, et que si la journée coûte Ar.1500 ; on gagne Ar.7500 par personne par an, soit Ar.5625000 pendant toute l'année.

**Hypothèse** : la simulation économique est réalisée sur 20 ans.

## **CHAPITRE XI : DECISION A PRENDRE POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE DE MERIKANJAKA**

### **XI.1. DECISIONS TECHNIQUES**

Du point de vu technique, la réalisation de chacun des deux variantes d'alimentation nécessite l'apport des bénéficiaires. Ainsi, pour pouvoir sensibiliser les gens à la contribution de l'implantation du système, on doit faciliter leur tache.

Techniquement, d'abord, l'implantation du système d'adduction par refoulement est plus difficile par rapport au système par gravitaire.

Ensuite, il nécessite plus de matériaux et de connaissances particulières, à savoir la station de traitement et le système de refoulement.

## **XI.2. DECISIONS ECONOMIQUE**

Après avoir fait les études économiques des deux variantes d'adduction d'eau potable du village de Merikanjaka, on constate que, l'adduction par refoulement est plus coûteuse par rapport à l'adduction gravitaire. Du point de vue économique, il est préférable de choisir le système gravitaire.

En plus, le taux de rentabilité interne explique aussi que le projet d'adduction gravitaire est plus rentable que l'adduction par refoulement dans une même période. Ainsi, les bénéficiaires s'intéressent à l'adduction gravitaire

En conclusion, l'adduction par refoulement du village de Merikanjaka est plus difficile à réaliser techniquement qu'économiquement.

## **CHAPITRE XII : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL**

L'étude d'impact environnemental est obligatoire pour tout projet d'investissement à entreprendre. Elle est indispensable pour les travaux d'adduction d'eau potable.

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

L'étude d'impact constitue cinq (5) étapes dont :

- La mise en contexte du projet
- Elaboration des différents impacts
- Evaluation des impacts
- Etude comparative des impacts
- Le plan de gestion environnemental (PGE)

## **XII.1. MISE EN CONTEXTE DU PROJET.**

L'étude environnementale reflète d'une façon globale et détaillée les atouts et les méfaits de la réalisation d'un projet. Cette étude permet de dégager les points traités avant, durant et après la réalisation des infrastructures pour que les objet mis en place nuisent pas l'environnement au niveau du territoire villageois.

Ainsi, on est dans l'obligation d'aménager des nouvelles infrastructures afin d'alimenter en eau potable le village de Merikanjaka.

Alors on doit prendre des mesures pour satisfaire les besoins en eau potable, qui devra être une des accès au développement durable.

Cette étude consiste en une analyse scientifique des impacts ponctuels prévisible d'une activité donnée sur l'environnement. Elle consistera aussi en l'examen de l'acceptabilité des mesures d'atténuation prises lors de cette étude.

Le présent projet s'intitulera projet d'adduction d'eau potable du village de Merikanjaka dans la région d'Analamanga à Mahitsy. Ce projet a pour but de la mise en place de quelques infrastructures assurant l'alimentation en eau potable et aussi de lutter contre la pauvreté des paysans.

### **XII.1.1. Description du milieu récepteur**

La zone d'étude se trouve dans la commune rurale d'Antanetibe mahazaza ( 49km au Nord-Ouest de la ville d'Antananarivo). Elle se situe à environ 17km de Mahitsy.

La description du milieu récepteur sera fait en décrivant les milieux physiques, biologiques et humains.

#### ***XII.1.1.1. Milieux physiques***

Dans cette zone étudiée, le climat est un tropical de type des hauts plateaux malgaches. L'année est divisée en deux saisons bien distinctes dont la saison chaude et pluvieuse et la saison froide et fraîche.

#### **XII.1.1.2. Milieux biologiques**

La flore de la région est caractérisée par des savanes herbeuses parfois arborées, et ces savanes occupent des étendues assez large sur des différentes unités topographiques.

#### **XII.1.1.3. Milieux humains.**

Du point de vu ethnique, la population de la région est composée principalement de merina.

L'agriculture est la principale activité économique des paysans occupant le territoire étudié. Cette agriculture occupe aussi bien les bas fonds que les tanety.

L'élevage tient un rôle non négligeable dans la vie de ces paysans.

Les infrastructures existantes dans la région sont les suivantes :

- Un FJKM
- E.P.P

#### **XII.1.2. Description du projet**

Le projet en tant que projet de construction sera constitué des travaux mécaniques ainsi que des animations rurales.

Les travaux mécaniques auront pour but d'alimenter correctement le village de Merikanjaka; ces travaux seront les suivants : Construction des ouvrages de captage des sources, travaux de canalisations, implantation du réservoir et pour l'adduction par refoulement : mise en place du système de captage et du système de refoulement.

### **XII.2. ELABORATION DE DIFFERENTS IMPACTS**

#### **XII.2.1. Impacts négatifs.**

L'impact pour l'adduction d'eau potable du village de Merikanjaka est dit négatif s'il porte atteinte à la qualité de la vie du milieu ou affecte un désordre sur les composantes environnementales. Dans notre étude nous allons les classer suivant l'ordre ci-après : sur le sol, sur l'eau et sur l'homme.

#### **XII.2.1.1. Sur le sol**

- Les fouilles au niveau du captage entraînent une certaine quantité de déblais qui s'éparpillent alentour et dont il perd sa cohésion naturelle.
- Pendant la réalisation des fouilles au niveau des captages, ainsi qu'au niveau des canalisations, la majeure partie des êtres vivants comme les insectes du sol sont disparus. Cela entraîne la non fertilité du sol concerné.

#### **XII.2.1.2. Sur l'eau**

Pendant la phase d'implantation des ouvrages de captage, l'eau est affectée d'une certaine pollution

#### **XII.2.1.3. Sur l'homme**

- L'eau des sources n'arrive plus à irriguer les périmètres en aval et ceci peut entraîner la diminution de la production
- La diminution de la production est la cause de la malnutrition de toute la population.
- La malnutrition entraîne diminution de nombre des enfants scolarisés.

### **XII.2.2. Impacts positifs**

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

#### **XII.2.2.1. Sur l'eau**

- La mise en place de ce système d'adduction d'eau potable conserve la propreté de l'eau des sources jusqu'aux bornes fontaines.

#### **XII.2.2.2. Sur l'homme**

- Vu la proximité de l'endroit où on cherche de l'eau, les femmes et les enfants ont plus de temps à s'occuper de son foyer et de ses études ; d'où une augmentation du taux de scolarisation des enfants.
- La présence de cette eau du village incite l'ensemble de la population à employer l'eau pour laver les mains, la vaisselle, la lessive,....



- La présence de ce système d'alimentation en eau du village donne plus de temps pour les femmes pour s'occuper d'autres activités afin d'augmenter le revenu de chaque famille.
- La population bénéficie de la présence de ce réseau car l'eau suit les normes de potabilité.
- L'implantation de ce système d'alimentation en eau potable diminue toutes sortes de maladies surtout les maladies épidémiques.

La mise en place de cet aménagement incite les gens à pratiquer d'autres activités. Les revenus annuelles de chaque ménage augmentent, le taux de scolarisation des enfants augmente aussi. Ainsi, cet aménagement conduit donc aux développements rapides et durables de la région concernée.

### **XII.3. EVALUATION DE CHAQUE IMPACT**

L'évaluation consiste à donner pour chaque impact un ordre de grandeur. La notation se forge par l'intensité de l'effet, sa durée dans le temps et son étendue dans l'espace.

#### **XII.3.1. Impacts négatifs**

##### **XII.3.1.1. Sur le sol**

- Les fouilles au niveau du captage entraînent une perte de cohésion du sol, cet effet est local ainsi que temporaire, alors il est classé dans l'impact à faible intensité.
- La majeure partie des êtres vivants comme les insectes du sol sont disparues, pendant la réalisation des fouilles au niveau des captages, ainsi qu'au niveau des canalisations. Cela entraîne la non fertilité du sol concerné. Cet impact négatif est situé local mais dure longtemps (jusqu'à la non fonctionnement du système) pour protéger les conduites. Son intensité est faible

##### **XII.3.1.2. Sur l'eau**

Pendant la phase d'implantation des ouvrages de captage, l'eau est affectée d'une certaine pollution. Sa durée est temporaire et son intensité est faible.

### **XII.3.1.3. Sur l'homme**

- L'eau des sources n'arrivent plus à irriguer les périmètres en aval et ceci peut entraîner la diminution de la production. Cet impact durera longtemps et avec une forte intensité.
- La diminution de la production est vraiment la cause de la malnutrition de toute la population, ainsi, cet impact de durée permanente et de forte intensité est classée dans les impacts majeurs.
- La malnutrition entraîne diminution de nombre des enfants scolarisés ; sa durée est permanente et avec une forte intensité. Cet impact est majeur.

### **XII.3.2. Impacts positifs**

#### **XII.3.2.1. Sur l'eau**

La mise en place de ce système d'adduction d'eau potable conserve la propreté de l'eau des sources jusqu'aux bornes fontaines. Cet impact positif est permanent avec une forte intensité ; il est donc majeur.

#### **XII.3.2.2. Sur l'homme**

- Les femmes et les enfants ont plus de temps à s'occuper de son foyer et de ses études ; d'où une augmentation du taux de scolarisation des enfants. La considération de cet impact est classée à forte intensité avec une durée permanente. Il est alors majeur.
- L'emploi de cette eau est toujours permanente, son intensité est forte, ainsi il est classé majeur.
- La présence de ce système d'alimentation en eau du village donne plus de temps pour les femmes pour s'occuper d'autres activités afin d'augmenter le revenu de chaque famille. Cela durera longtemps, il est considéré permanent, son intensité est forte. Cet impact est alors majeur.
- La population bénéficie de la présence de ce réseau car l'eau suit les normes de potabilité. Cet impact est permanent avec une forte intensité. Il est alors majeur.

L'alimentation en eau potable du village est la source primordiale de la diminution et même de la disparition de toutes sortes de maladies épidémiques. Cet impact est local, il est permanent et de forte intensité. Il est alors considéré majeur.

| IMPACTS  |                                       | Portée<br>Locale:1<br>Zonale:2<br>Régional:3 | Durée<br>Occasionnelle:1<br>Temporaire:2<br>Permanente:3 | Grandeur<br>de l'impact<br>Faible:1<br>Moyenne:2<br>Forte:3 | Importances<br>de l'impact<br>Majeur:[9-7]<br>Moyenne:[6-5]<br>Mineure:[4-1] |
|----------|---------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| NEGATIFS | Perte de la cohésion du sol           | 1                                            | 2                                                        | 1                                                           | 4                                                                            |
|          | Disparition des êtres vivants         | 1                                            | 3                                                        | 1                                                           | 4                                                                            |
|          | Pollution de l'eau                    | 1                                            | 2                                                        | 1                                                           | 3                                                                            |
|          | Manque d'eau pour l'irrigation        | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 8                                                                            |
|          | Diminution de la production           | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 8                                                                            |
|          | Malnutrition de la population         | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 9                                                                            |
| POSITIFS | Conservation de la propreté de l'eau  | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 8                                                                            |
|          | Augmentation du taux de scolarisation | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 8                                                                            |
|          | Gain de temps pour les femmes         | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 8                                                                            |
|          | Emploi régulier de l'eau              | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 9                                                                            |
|          | Alimentation en eau potable           | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 8                                                                            |
|          | Diminution des maladies épidémiques   | 1                                            | 3                                                        | 3                                                           | 9                                                                            |

TABLEAU N° 30: Evaluation des impacts

#### **XII.4. ETUDE COMPARATIVE DES IMPACTS**

Nous pouvons constater une certaine différence des deux catégories d'impacts. Le nombre d'impacts positifs est de six (6) contre six (6) pour les impacts négatifs.

Nous pouvons dire aussi que les impacts positifs à six (6) importances majeures sur six (6) tandis que les impacts négatifs ne comportent que trois (3) importances majeures seulement.

Malgré ces derniers qui constituent quand même un certain problème, ce projet offre plus d'avantage à l'ensemble de la population locale, voire régionale, cela explique l'utilité de l'aménagement dans cette région.

#### **XII.5. MESURE D'ATTENUATION**

Cette étape consiste à présenter les action ou les mesures appropriées pour prévenir, supprimer ou réduire les impacts négatifs, ou bien pour accroître les bénéfices des impacts positifs sur l'environnement

Etablissement des mesures d'atténuation ou de compensation

| <b>Impacts</b>                        | <b>Mesure d'atténuation<br/>Et/ou de compensation</b>                                                                        | <b>Responsable de<br/>l'exécution</b>            |
|---------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| Perte de cohésion du sol              | Travaux de compactage après avoir installé les ouvrages de captages                                                          | Entreprise titulaire du marché (CARITAS)         |
| Disparition de quelques êtres vivants | Envisager un parc pour élevages des espèces animaux existés le long des fouilles                                             | CARITAS                                          |
|                                       | Envisager un endroit pour planter les mêmes espèces végétales et associer directement avec le parc conçu avant               | CARITAS                                          |
| Pollution de l'eau                    | Dévier le chemin de l'eau des sources avant de les aménager ; cela facilite les travaux et protège l'eau contre la pollution | Les techniciens exécuteurs des travaux (CARITAS) |

|                                                 |                                                                                                           |                                                  |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| Diminution de la production                     | Animation de la population à exploiter le maximum possible pour les autres terres exploitables            | Techniciens animateurs                           |
| Malnutrition de la population                   | Création d'autres infrastructures pour source de revenu afin d'assurer la nutrition des ménages concernés | La mairie (maître d'ouvrage)                     |
| Diminution du taux de scolarisation des enfants | Assurer la nutrition de ces enfants                                                                       | Les parents                                      |
|                                                 | Animation des parents de laisser ses enfants étudiés                                                      | Les responsables de la scolarisation des enfants |
|                                                 | Ne laisse pas les enfants travaillés. Ils ont le droit d'étudier.                                         | Les responsables des droits de l'enfant          |

TABLEAU N° 31 : Etablissement des mesures d'atténuation ou de compensation

## **XII.6. Le plan de gestion environnementale du projet (P.G.E.)**

|                                                 | Indicateurs de suivi          | Méthode de suivi                                         | Outil de suivi                | Fréquence de suivi | Acteur du suivi                          | Résultat attendu à l'issue du suivi   |
|-------------------------------------------------|-------------------------------|----------------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------|------------------------------------------|---------------------------------------|
| Perte de cohésion du sol                        | Ensemblement en aval          | Estimation du rendement rizicole                         | Produit annuel                | Année              | AUE                                      | Diminution de l'ensablement           |
| Diminution de la production                     | Production annuelle           | Recensements et surveillance de la production            | Elaboration de la statistique | Année              | AUE                                      | Augmentation de la production         |
| Malnutrition de la population                   |                               | Recensements et surveillance de la production            | Elaboration de la statistique | Année              | INSTAT                                   | Assurance de la nutrition             |
| Diminution du taux de scolarisation des enfants | Mal fonctionnement de l'école | Recensement et surveillance des comportements de l'école | Elaboration de la statistique | Année              | INSTAT et le ministère de l'enseignement | Augmentation du taux de scolarisation |

TABLEAU N° 32 : plan de gestion environnementale

## CONCLUSION

En considérant que l'eau c'est la vie et que l'eau est un élément indispensable pour l'homme, un projet d'adduction d'eau potable est installé à Merikanjaka afin de satisfaire les besoins en eau de ce village. Des études sont faites avant de prendre la décision pour les systèmes à réaliser.

Du point de vu technique aussi que financière, on a constaté que l'adduction par système gravitaire est faisable en ce village. De plus, le taux de rentabilité de ce projet est largement supérieur par rapport à la rentabilité du projet d'adduction par refoulement.

Vu à la facilité de l'entretien du système gravitaire, il est recommandé. Il n'a pas besoin des techniciens spécialisés pour différents entretiens et de la mise en marche.

En conclusion, ce document permet donc aux concepteur d'un projet , deux (2) variantes d'adductions d'eau potable même trois (3) à savoir :

- L'adduction gravitaire
- L'adduction par refoulement
- L'adduction mixte

Cette dernière est recommandée dans le cas où les ressources n'arriverait pas à satisfaire le besoin en eau du village considéré.

Dans notre cas, il est nécessaire de considérer cette méthode dans le cas où l'eau des sources serait insuffisante pour la population du village de Merikanjaka et même à considérer si les villages aux environs faisant aussi leurs demandes d'adduction d'eau potable.

## **BIBLIOGRAPHIES**

- 📖 DUPONT ;1977 ; *hydraulique urbaine Tome II, Ouvrages de transport, Elévation et distribution des eaux*; Edition Eyrolles.
- 📖 DUPONT ; 1978 ; *hydraulique urbaine Tome I ; Hydrologie, captage et traitement des eaux* ; Edition Eyrolles.
- 📖 ALBERT SCHLAG ; 1963, *Hydraulique Générale* ; troisième édition DUNOD Paris.
- 📖 ALDEGHERIE (M) ; 1967 ; *Fleuves et rivières de Madagascar*.
- 📖 ALDEGHERIE. ; 1986 ; *Etude hydrologique des PPI de la première tranche*
- 📖 ARMANDO Lancastre ; 1976 ; *Manuel d'hydraulique générale* ; Edition Eyrolles.
- 📖 Cours d'AEP du Centre National d'Etudes et Application du Génie Rural élaboré par M. RASOLOFONIAINA Jean Donné ; Décembre 2001.
- 📖 Cours d'AEP de M. RANDRIANASOLO David en quatrième année
- 📖 Cours d'AEP de M. RANDRIANASOLO David en cinquième année
- 📖 Cours d'Aménagement hydroagricole en quatrième année de M. RASOLOFONIAINA Jean Donné.
- 📖 Cours de béton armé de Mme. RAVAOHARISOA Lalatiana en quatrième année
- 📖 Cours d'étude d'impact environnementale de M. RANDRIAMAHERISON Alain en cinquième année
- 📖 Cours de gestion de projet de Mme RASOLOFONIAINA Irène en cinquième année.
- 📖 Cours de station et traitement des eaux potable de M. RAMANANTSOA Benjamin en cinquième année
- 📖 Cours d'hydraulique souterraine de M. RANDRIANARIVONY Charles en quatrième année.
- 📖 J CENTZ ; 1964 ; Manuel pratique de maçonnerie et du béton armé ; Edition DUNOD Paris.
- 📖 N. A. PLOTNIKOV ; 1962 ; Ressources en eaux souterraines : classification et méthodes d'évaluation ; traduit par Madame LARONDE ; Edition Paris Gauthier Villard.
- 📖 N. vantou ; 1981 ; Hydraulique routière

 PIERRE Chaperon, JOEL Danloux, LUC Ferry ; Paris 1993, Edition cédérom

2005 ; Fleuves et rivières de Madagascar ; Edition IRD

PIERRE Charon ; 1987 ; Exercices de béton armé selon les règles BAEL83 ; Edition Eyrolles



# ANNEXES

# ANNEXES

ANNEXES :

- N°1 : RESULTAT D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE DE L'EAU DU LAC
- N°2 RESULTAT D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE DE L'EAU DES SOURCES
- N°3 : DONNEES PLUVIOMETRIQUE DE LA STATION D'IVATO AEROPORT
- N° 4 POMPES
- N°5 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT
- N°6 SECTION-POIDS-PERIMETRES NOMINAUX
- N°7 TABLEAU DONNANT L'ECARTEMENT DES BARRES POUR FERRAILLAGE
- N°8 ESTIMATION QUANTITATIVE DES MATERIAUX POUR L'AEPR
- N°9 ESTIMATION QUANTITATIVE DES MATERIAUX POUR L'AEPR
- N°10 DETAIL DES PRIX DES OUVRAGES POUR L'AEPR
- N°11 DETAIL DES PRIX DES OUVRAGES POUR L'AEPR
- N°12 DETAIL DE PRIX DES DIVERSES FOURNITURES POUR L'AEPR
- N° 13 DETAIL DES PRIX DE DIVERSES FOURNITURES POUR L'AEPR
- N° 14 ABAQUE POUR LE CALCUL DES CONDUITES D'EAU

## N°1 : RESULTAT D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE DE L'EAU DU LAC

Nature : Lac

Date d'analyse : 08/06/04

|                               | Eau brute du Lac | Limites acceptables pour eau traitée selon la norme de référence | OBSERVATION                                                                                                   |
|-------------------------------|------------------|------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Température T°                | 21.8             | °C                                                               |                                                                                                               |
| Turbidité                     | 22.9             | < 5NTU                                                           |                                                                                                               |
| Conductivité                  | 32               | < 2000µs/cm                                                      | Faible conductivité                                                                                           |
| Minéralisation                | 43.6             | < 2000mg/l                                                       | Faible minéralisation                                                                                         |
| PH                            | 7.4              | 6.5 < PH < 8.5                                                   | Le PH se situe dans les normes                                                                                |
| Matière organique(MO)         | 0.9              | < 2mg/l                                                          | Important taux de MO                                                                                          |
| TH                            | 1.15             | < 50°F                                                           |                                                                                                               |
| THca                          | 0.8              |                                                                  |                                                                                                               |
| TA/TAC                        | 1.1              |                                                                  |                                                                                                               |
| Fer                           | 1.0              | < 0.3mg/l                                                        | Taux élevé de fer                                                                                             |
| Cl <sup>-</sup>               | 6.7              | < 250mg/l                                                        | Les anions et cations du lac sont de faible taux par rapport aux normes de référence OMS pour une eau traitée |
| Na <sup>+</sup>               | 4.37             | < 150mg/l                                                        |                                                                                                               |
| SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> | 0                | < 250mg/l                                                        |                                                                                                               |
| NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>  | 0                | < 0.05mg/l                                                       |                                                                                                               |
| NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>  | 0                | < 0.1mg/l                                                        |                                                                                                               |
| NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>  | 0                | < 50mg/l                                                         |                                                                                                               |
| Cl <sub>2</sub>               | 0                | > 0.3mg/l                                                        |                                                                                                               |
| Matière en suspension         |                  | < 1000mg/l                                                       |                                                                                                               |

TABLEAU N° 33 : Résultats de l'analyse de l'eau du lac

## N°2 RESULTAT D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE DE L'EAU DES SOURCES

Nature :Sources Date d'analyse :08/06/04

|                               | Source: S <sub>1</sub> | Source: S <sub>2</sub> | Limites acceptables pour eau traitée selon la norme de référence | OBSERVATION                     |
|-------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------------------------------------------------|---------------------------------|
| Température T°                | 25                     | 24.8                   | °C                                                               |                                 |
| Turbidité                     | 1                      | 1.5                    | < 5NTU                                                           |                                 |
| Conductivité                  | 38.3                   | 39.3                   | < 2000µs/cm                                                      |                                 |
| Minéralisation                | 19.9                   | 31.5                   | < 2000mg/l                                                       | Minéralisation globale de l'eau |
| PH                            | 6.9                    | 7.1                    | 6.5 < PH < 8.5                                                   | Minéralisation très faible      |
| Matière organique(MO)         | -                      | -                      | < 2mg/l                                                          |                                 |
| TH                            | 14                     | 19.1                   | < 50°F                                                           |                                 |
| THca                          | 3.6                    | 3.1                    | °F                                                               | Eau de bonne qualité            |
| TA/TAC                        | 7.1                    | 8.1                    | °F                                                               |                                 |
| Fer                           | 0.3                    | 0.2                    | < 0.3mg/l                                                        |                                 |
| Cl <sup>-</sup>               | 15.1                   | 10.1                   | < 250mg/l                                                        |                                 |
| Na <sup>+</sup>               | 3.1                    | 4.1                    | < 150mg/l                                                        |                                 |
| SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> | 11.1                   | 9.8                    | < 250mg/l                                                        |                                 |
| NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>  | 0                      | 0                      | < 0.05mg/l                                                       |                                 |
| NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>  | 0.01                   | 0                      | < 0.1mg/l                                                        |                                 |
| NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>  | 3.6                    | 2.1                    | < 50mg/l                                                         |                                 |
| Cl <sub>2</sub> libre         | 0.01                   | 0.02                   | > 0.1mg/l                                                        |                                 |
| Cl <sub>2</sub> totale        | 0.08                   | 0.1                    | > 0.1mg/l                                                        |                                 |
| Matière en suspension         | 29                     | 33                     | <1000mg/l                                                        | Faible taux de MES              |
| Aspect                        | Limpide                | Limpide                |                                                                  |                                 |
| Couleur                       | Incolore               | Incolore               |                                                                  |                                 |
| Odeur                         | Absence                | Absence                |                                                                  |                                 |
| OBSERVATION                   | Eau potable            | Eau potable            |                                                                  |                                 |
| RESULTAT FINAL                | Eau potable            | Eau potable            |                                                                  |                                 |

Tableau n°34

### N°3 : DONNEES PLUVIOMETRIQUE DE LA STATION D'IVATO AEROPORT

|      | Janv  | Fev   | Mars  | Avr   | Mai   | Juin | Juil | Août | Sept | Oct   | Nov   | Déc   | Moy.An |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|
| 1955 | 368   | 90    | 372,6 | 9,8   | 17,4  | 1    | 5    | 15,3 | 0    | 31    | 137,4 | 374,3 | 1421,8 |
| 1956 | 478,3 | 122,3 | 30,3  | 50,3  | 1,9   | 1,1  | 28,7 | 0,4  | 4,5  | 3,3   | 107,2 | 357,7 | 1186   |
| 1957 | 189   | 299,8 | 296,1 | 56,3  | 3,2   | 3,3  | 3,9  | 1,3  | 4,4  | 29    | 55,3  | 236,4 | 1178   |
| 1958 | 354,8 | 262,7 | 198,7 | 11,9  | 2,2   | 10,6 | 33   | 20,9 | 95,9 | 110,9 | 97,3  | 329,8 | 1528,7 |
| 1959 | 272,8 | 316,2 | 614,2 | 8,9   | 0,1   | 2,4  | 6,2  | 0,2  | 10,7 | 0     | 252   | 170,3 | 1654   |
| 1960 | 374   | 90,4  | 162,2 | 21,8  | 5,1   | 8,4  | 2,3  | 0,8  | 0,8  | 27    | 62,8  | 338,6 | 1094,2 |
| 1961 | 250,7 | 55,4  | 442,7 | 103,9 | 2,5   | 14,8 | 8,9  | 4,9  | 3,4  | 70    | 190,8 | 460,1 | 1608,1 |
| 1962 | 121,1 | 138,3 | 265,9 | 47,7  | 19,8  | 0,4  | 0,8  | 5,6  | 0,8  | 102,3 | 263,6 | 251,1 | 1217,4 |
| 1963 | 321,1 | 162,6 | 129,3 | 142   | 10,2  | 39,4 | 1,1  | 5,8  | 1,8  | 199,7 | 153,5 | 414,4 | 1580,9 |
| 1964 | 194,2 | 394,3 | 202   | 6,6   | 0,6   | 15,5 | 34,8 | 3,5  | 0,7  | 25,4  | 140,5 | 412,6 | 1430,7 |
| 1965 | 386,7 | 219,1 | 141,3 | 68,7  | 2,1   | 0    | 24   | 72,4 | 4,9  | 44    | 231,7 | 390,2 | 1585,1 |
| 1966 | 90,5  | 211,3 | 156   | 13,4  | 73,8  | 3,5  | 5,7  | 41,4 | 7,4  | 16,2  | 96,7  | 400,4 | 1116,3 |
| 1967 | 339,6 | 246,3 | 250,5 | 54,2  | 1     | 3,6  | 2,6  | 3,6  | 33   | 31,4  | 395,9 | 370,2 | 1731,9 |
| 1968 | 113,3 | 183,2 | 233,9 | 70    | 19,3  | 12,8 | 10,9 | 0,2  | 4,5  | 0,2   | 266,5 | 398,8 | 1313,6 |
| 1969 | 241,6 | 209,7 | 118,5 | 157,6 | 0,8   | 8,8  | 3,8  | 22,2 | 14,3 | 56,1  | 121,2 | 438,8 | 1393,4 |
| 1970 | 354,9 | 183,7 | 225,8 | 31,3  | 1,8   | 5,8  | 1,4  | 3,6  | 1    | 5,7   | 332,5 | 197,1 | 1344,6 |
| 1971 | 369,5 | 339,5 | 88,6  | 4,6   | 10,8  | 1,1  | 1,6  | 1,5  | 88,7 | 14,2  | 194,5 | 334   | 1448,6 |
| 1972 | 263   | 424,8 | 195,8 | 18,4  | 36,5  | 1,4  | 19,8 | 11   | 13   | 104   | 100,4 | 180,9 | 1369   |
| 1973 | 377,1 | 369,5 | 133,7 | 0,9   | 0     | 31,2 | 8,8  | 16,6 | 2    | 12,6  | 139,7 | 206,8 | 1298,9 |
| 1974 | 215,9 | 204   | 106,7 | 116,6 | 54,7  | 33,5 | 2,6  | 3,4  | 9    | 107,9 | 161   | 552,4 | 1567,7 |
| 1975 | 245,1 | 631,5 | 270,9 | 32,5  | 22,6  | 0,9  | 4,9  | 1,9  | 1,8  | 57,6  | 294,5 | 158,4 | 1722,6 |
| 1976 | 246,7 | 258,1 | 49,1  | 24,9  | 26,9  | 3,2  | 3,8  | 7    | 3,4  | 57,8  | 153   | 586,4 | 1420,3 |
| 1977 | 124   | 310,1 | 262,8 | 8,6   | 34,3  | 1,6  | 0,9  | 3,9  | 1    | 123,7 | 135,7 | 116,5 | 1123,1 |
| 1978 | 193,7 | 141,1 | 93,2  | 157,3 | 0,2   | 11,4 | 57,1 | 1    | 12,3 | 29,1  | 162,5 | 212,6 | 1071,5 |
| 1979 | 206,2 | 221,6 | 345,7 | 64,6  | 46,3  | 14   | 15   | 30,5 | 1,1  | 94,6  | 315,5 | 239,8 | 1594,9 |
| 1980 | 246,7 | 194,9 | 205,4 | 53,5  | 20,7  | 0,7  | 8    | 1    | 3    | 118,2 | 58,5  | 216,8 | 1127,4 |
| 1981 | 220   | 226,3 | 288,9 | 53,2  | 58,5  | 0,1  | 0,5  | 9,6  | 1,1  | 220,6 | 173,9 | 221,3 | 1474   |
| 1982 | 795,7 | 354,5 | 321,7 | 83,3  | 2,2   | 1,3  | 13,1 | 1,2  | 77   | 74,4  | 140,4 | 200,3 | 2065,1 |
| 1983 | 266,7 | 366,1 | 90,8  | 32,6  | 6,7   | 4,6  | 3,4  | 0,3  | 7,8  | 33,3  | 208,9 | 720,4 | 1741,6 |
| 1984 | 398,4 | 487,9 | 195,9 | 126,3 | 1,3   | 3,2  | 4,7  | 17,4 | 3,9  | 78,6  | 217,6 | 170,3 | 1705,5 |
| 1985 | 240,7 | 414,3 | 508   | 54,9  | 1,3   | 5,5  | 15,1 | 11,6 | 8,9  | 59,1  | 120,9 | 313,4 | 1753,7 |
| 1986 | 153,1 | 349,2 | 143,7 | 142,2 | 47,8  | 2,1  | 27   | 13,5 | 4,1  | 311,3 | 118,2 | 155,1 | 1467,3 |
| 1987 | 499,8 | 280,8 | 314,6 | 85,4  | 0,3   | 0,3  | 5,3  | 6,5  | 0    | 43,9  | 254   | 67,8  | 1558,7 |
| 1988 | 368,8 | 231,9 | 109   | 58,1  | 8,6   | 2,1  | 38,1 | 0,6  | 0,2  | 63,3  | 115   | 305   | 1300,7 |
| 1989 | 190,9 | 287,2 | 65,5  | 39,5  | 158,9 | 6    | 4,4  | 8,6  | 5,5  | 15,4  | 185,7 | 389,3 | 1356,9 |
| 1990 | 189,2 | 270,6 | 48,3  | 72    | 5,1   | 1,6  | 8,1  | 1,2  | 3,8  | 104   | 186,8 | 176,3 | 1067   |
| 1991 | 81,2  | 243,8 | 247   | 79    | 15,3  | 18,5 | 0    | 0,8  | 0,9  | 38,4  | 280,5 | 128,8 | 1134,2 |
| 1992 | 784,5 | 278,2 | 202,7 | 48,3  | 0,1   | 10,8 | 0,7  | 14,8 | 1,2  | 4,6   | 308,2 | 547   | 2201,1 |
| 1993 | 226,5 | 312,3 | 233,9 | 92,3  | 9,2   | 9,4  | 8,3  | 0,6  | 2,4  | 47,5  | 94,1  | 310,6 | 1347,1 |
| 1994 | 194,2 | 253,6 | 216   | 76,6  | 4,4   | 8,6  | 17,9 | 14,1 | 5,6  | 128   | 16,7  | 201   | 1136,7 |
| 1995 | 384,6 | 485,4 | 128,3 | 106,2 | 13,1  | 10   | 1,5  | 2,4  | 0    | 0,5   | 53,9  | 395,2 | 1581,1 |

TABLEAU N° 35 : Données pluviométriques représentant les hauteurs de pluies moyennes mensuelles pour la station Ivato Aéroport.

Source : Direction de la Météorologie à Ampandrianomby

| Année | Pmax 24h |
|-------|----------|
| 1951  | 61,6     |
| 1952  | 84,1     |
| 1953  | 79,6     |
| 1954  | 86,3     |
| 1955  | 83,6     |
| 1956  | 71,4     |
| 1957  | 91,3     |
| 1958  | 100,8    |
| 1959  | 69,7     |
| 1960  | 91,7     |
| 1961  | 81,5     |

|               | Janv. | Fév.  | Mars  | Avr. | Mai  | Juin | Juil. | Août | Sept. | Oct. | Nov.  | Déc.  |        |
|---------------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|------|-------|------|-------|-------|--------|
| <b>MOYEN</b>  | 291,0 | 271,3 | 212,3 | 60,6 | 18,2 | 27,7 | 10,8  | 9,3  | 10,9  | 65,7 | 173,0 | 308,5 | 1439,5 |
| <b>%</b>      | 20,2  | 19,8  | 14,8  | 4,2  | 1,3  | 0,5  | 0,8   | 0,6  | 0,8   | 4,6  | 12,0  | 21,4  | 100,0  |
| <b>E-TYPE</b> |       |       |       |      |      |      |       |      |       |      |       |       | 262,1  |
| <b>P2</b>     | 291,0 | 271,3 | 212,3 | 60,6 | 18,2 | 27,7 | 10,8  | 9,3  | 10,9  | 65,7 | 173,0 | 308,5 | 1439,5 |
| <b>P5s</b>    | 246,5 | 229,8 | 179,9 | 51,4 | 15,4 | 26,5 | 9,2   | 7,9  | 9,2   | 55,7 | 146,6 | 261,3 | 1219,3 |
| <b>P10s</b>   | 223,2 | 208,1 | 162,9 | 46,5 | 14,0 | 25,9 | 8,3   | 7,2  | 8,3   | 50,4 | 132,7 | 236,6 | 1104,0 |
| <b>P25s</b>   | 198,3 | 184,8 | 144,7 | 41,3 | 12,4 | 25,2 | 7,4   | 6,4  | 7,4   | 44,8 | 117,9 | 210,2 | 980,8  |

|      |        |
|------|--------|
| 1962 | 71,3   |
| 1963 | 212,3  |
| 1964 | 64,7   |
| 1965 | 99,1   |
| 1966 | 97,1   |
| 1967 | 71,3   |
| 1968 | 212,3  |
| 1969 | 60,6   |
| 1970 | 18,2   |
| 1971 | 27,7   |
| 1972 | 10,8   |
| 1973 | 9,3    |
| 1974 | 10,9   |
| 1975 | 65,7   |
| 1976 | 173,0  |
| 1977 | 308,5  |
| 1978 | 1439,5 |
| 1979 | 262,1  |
| 1980 | 291,0  |

TABLEAU N° 36: Tableau des calculs des pluviométries moyennes annuelles de fréquence F.

|            |       |
|------------|-------|
| moyenne    |       |
| ecart-type | 13,3  |
| P0         | 73,5  |
| aG         | 10,4  |
| P5h        | 89,0  |
| P10h       | 96,8  |
| P25h       | 106,7 |

TABLEAU N° 37 : calculs sur la pluviométrie maximale journalière.

105

## **N° 4 POMPES**

On appelle pompe toute machine véhiculant du fluide d'un niveau inférieur vers un niveau supérieur ou à refouler le fluide d'une région à faible pression. Le fonctionnement d'une pompe consiste à produire une différence de pression entre la région d'aspiration (entrée du fluide ) et la région de refoulement (sortie de fluide). Deux types de pompe existent, pompe centrifuges et pompes volumétriques.

Cependant, nous n'aurons en vue que les pompes centrifuges car elles sont les plus utilisées universellement.

### **Pompes centrifuges**

Elles sont les plus utilisées grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force électrique. Accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement. Dans une pompe centrifuge, l'augmentation de pression résulte du recours à la force centrifuge imprimée au fluide par une roue ou propulseur qui se meut à l'intérieur d'un corps de pompe, qui oriente le fluide de l'entrée à la sortie.

## **Classification des pompes centrifuges**

Classification selon la forme de la roue

Les pompes centrifuges se divisent en trois classes suivant la forme de la roue

### **Les pompes centrifuges à écoulement radial.**

Dans ces pompes, la pression est développée principalement par l'action de la force centrifuge. Le liquide entre axialement par le centre et sort radicalement par la périphérie. si l'entrée se fait par un seul côté, on dit que ces pompes sont à simple aspiration, si l'entrée se fait par les deux côtés, on dit qu'ils sont à double aspiration . Ce type de pompe s'adapte principalement aux grandes hauteurs d'élévation

### **Les pompes centrifuges à écoulement semi-axial.**

La pression est développée en partie par la force centrifuge et en partie par l'action d'aspiration des aubes sur le liquide. Le liquide arrive axialement et sort dans une direction intermédiaire entre la direction axiale et la direction radiale.<sup>106</sup> Ce type de pompe est spécialement indiqué pour les hauteurs d'élévation moyenne.

### **Les pompes centrifuges à écoulement axial**

Pour ces pompes, la pression est développée surtout par l'action d'aspiration. Le débit arrive axialement et sort presque axialement, ce type s'adapte bien aux faibles hauteurs d'élévation

## **Classification selon le nombre de roue.**

Selon le nombre de roues, les pompes centrifuges sont divisées en deux catégories :

Pompes à sel étage (monocellulaire) lorsqu'il n'y a pas qu'une roue ;

Pompes multicellulaires, lorsqu'il y a plus d'une roue.

A titre d'indication :

Les pompes monocellulaires sont utilisées pour des pressions moyennes de 15 à 80 m.

Les pompes multicellulaires sont destinées pour les hautes pressions pouvant atteindre des centaines de mètres.

## **Classification selon la position de l'axe.**



Selon la position de l'axe, on retrouve, les pompes à axe horizontal, à axe vertical et à axe incliné.

Les pompes à axe vertical peuvent être à corps suspendu, ce qui permet un montage en submersion. La pompe peut donc être suspendue à un tuyau vertical qui sort de la conduite de refoulement à l'intérieure de laquelle passe l'arbre de la pompe ;

### **Caractérisation des pompes centrifuges.**

Les pompes centrifuges sont caractérisées par le débit, par la hauteur d'élévation, par la charge absolue à l'aspiration au-dessus de la tension de vapeur, <sup>107</sup> par la puissance et le rendement, par la vitesse de rotation et par la vitesse spécifique.

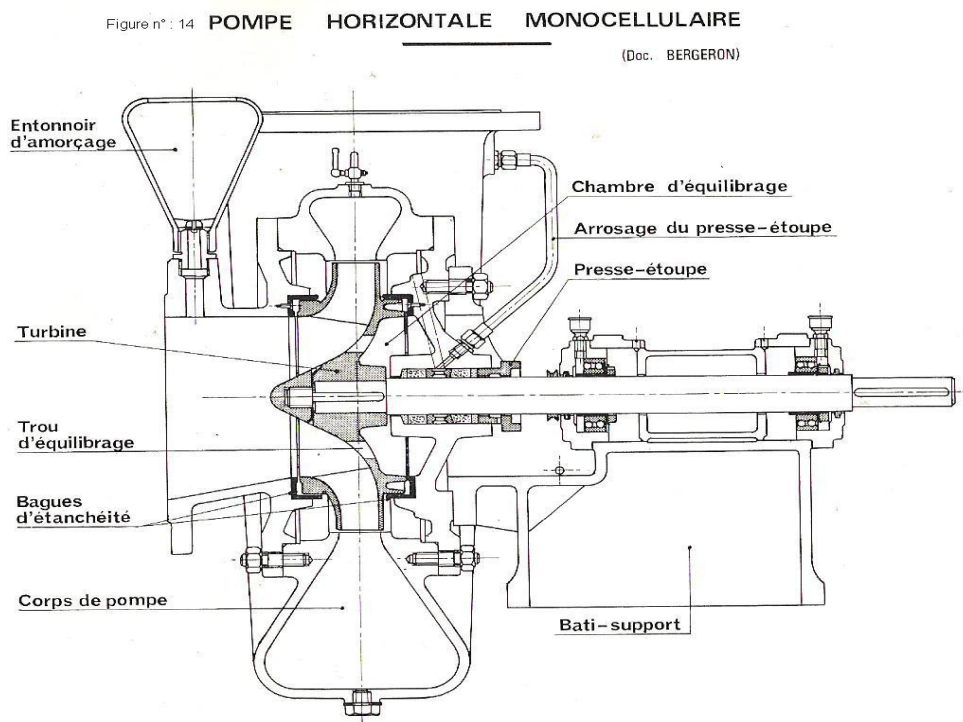
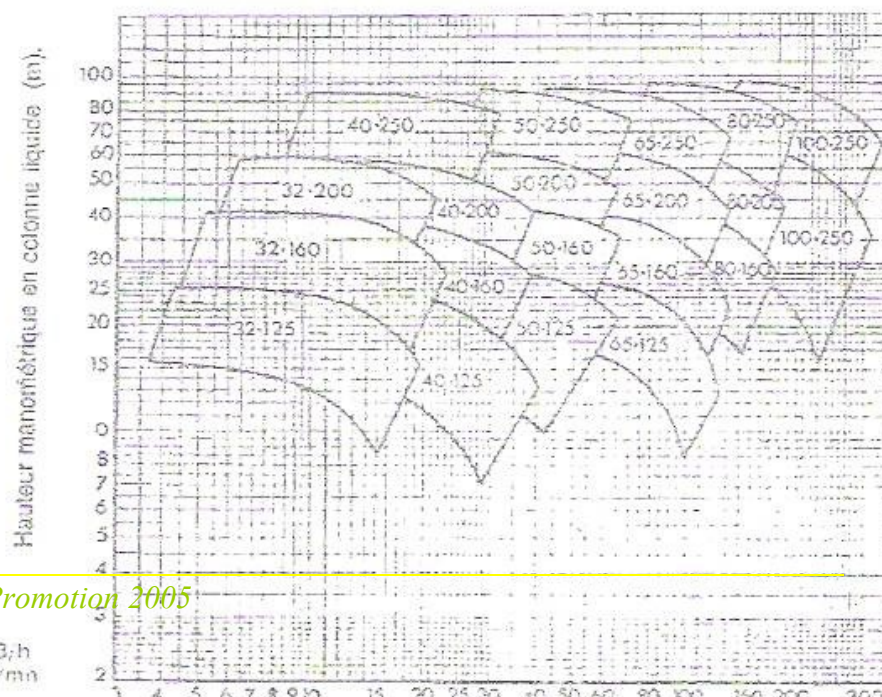
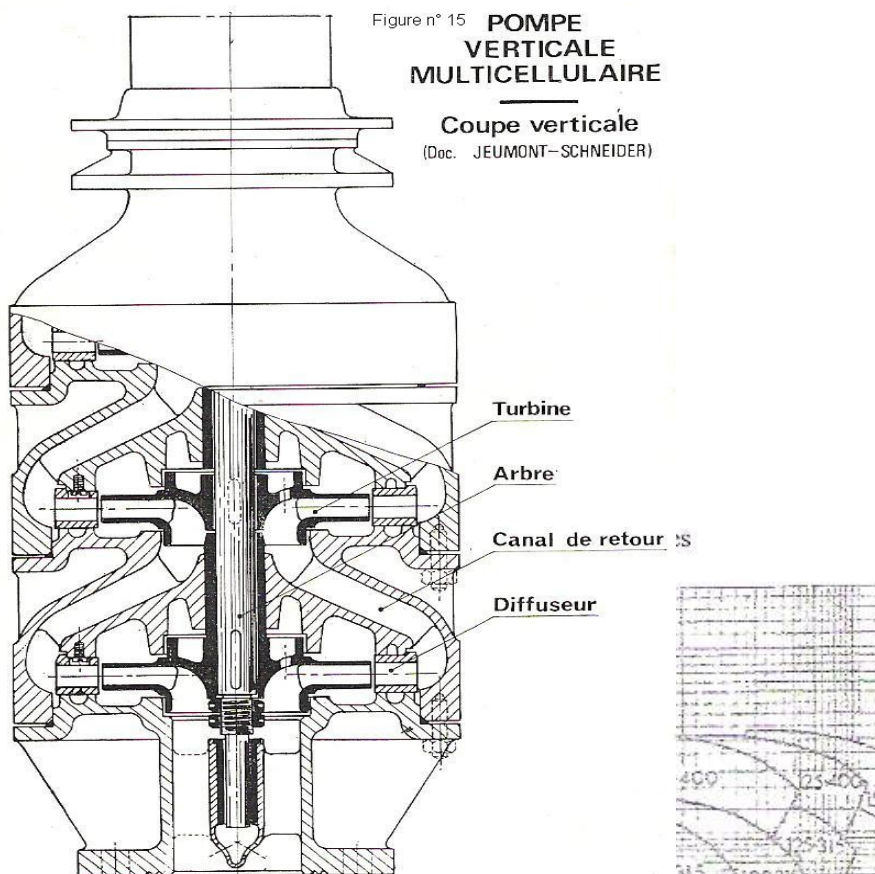


Figure n° 15 **POMPE  
 VERTICALE  
 MULTICELLULAIRE**

**Coupe verticale**  
 (Doc. JEUMONT-SCHNEIDER)



La hauteur d'élévation ou hauteur manométrique totale d'élévation (HMT).

C'est l'augmentation de pression que la pompe peut communiquer au fluide, exprimée habituellement en mètre de hauteur du liquide ou en Newton par centimètre carré.

La figure suivante représente le profil piezométrique d'une conduite de refoulement qui permet d'évaluer la HMT. P désigne une pompe qui élève de l'eau entre les plans situés aux altitudes  $z_0$  et  $z_3$ .

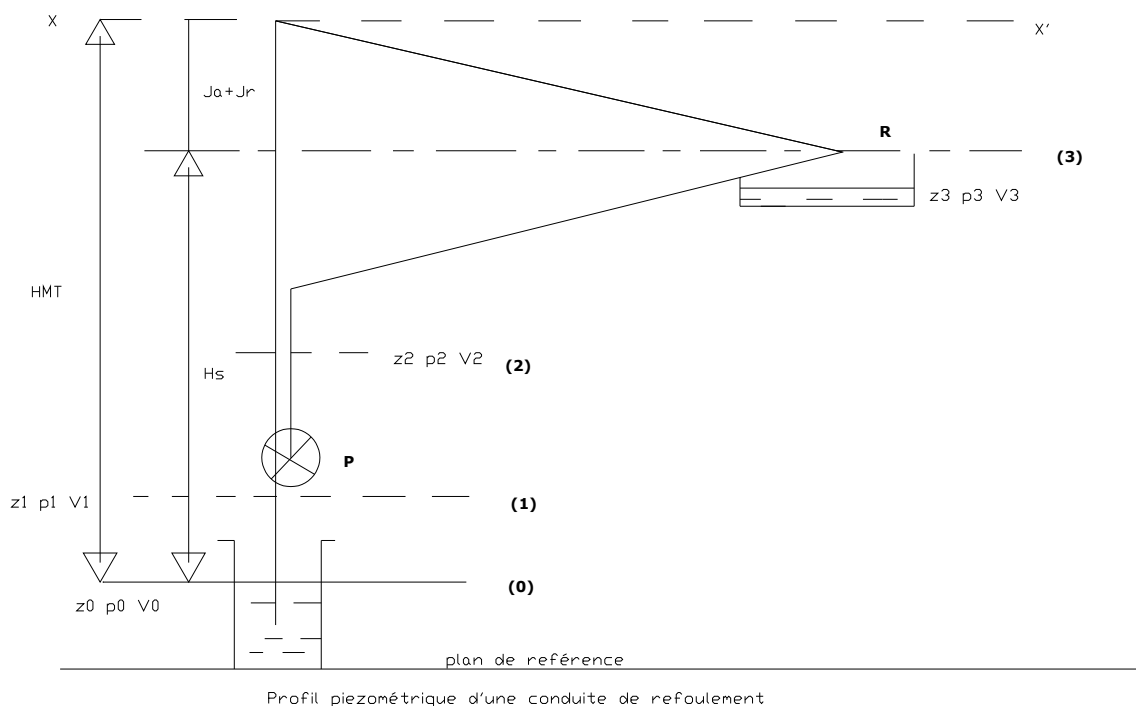


Figure n°19: Profil piézométrique d'une conduite de refoulement

En appliquant le théorème de Bernoulli entre le plan O et le plan 1 situé à l'entrée de la pompe on a :

$$z_0 + \frac{p_0}{\rho} + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_a \quad (10)$$

Avec  $\zeta_a$  représente les pertes de charges

entre les plans O et 1.

$$z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{v_2^2}{2g} = z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_r$$

$\zeta_r$  représente les pertes de charge entre les plans 1 et 2.

On en déduit, par addition des deux relations ci-dessus :

$$HMT = (Z_2 - Z_0) + \left( \frac{P_2 - P_0}{\varpi} \right) + \left( \frac{V_2^2 - V_0^2}{2g} \right) + \zeta_a + \zeta_r$$

Au niveau du plan d'aspiration, l'eau est presque immobile donc  $V_0 = 0$ , a la HMT

$$\text{6devient : } HMT = (Z_2 - Z_0) + \left( \frac{P_2 - P_0}{\varpi} \right) + \left( \frac{V_2^2}{2g} \right) + \zeta_a + \zeta_r \quad (12)$$

L'application du théorème de Bernoulli entre les plans 2 et 3 donne :

$$Z_2 + \frac{P_2}{\varpi} + \frac{V_2^2}{2g} = Z_3 + \frac{P_3}{\varpi} + \frac{V_3^2}{2g} + \zeta_R \quad (23)$$

Avec  $\zeta_R$  représente les pertes de charges entre les plans 2 et 3.

En définitive, l'addition de (10) et (12) et (23) donne :

$$HMT = (Z_3 - Z_0) + \left( \frac{P_3 - P_0}{\varpi} \right) + \left( \frac{V_3^2 - V_0^2}{2g} \right) + \zeta_a + \zeta_r + \zeta_R$$

Or  $P_3 = P_0$  = pression atmosphérique car la conduite débouche à l'air libre et, de plus

$V_0 = 0$  et  $\frac{V_3^2}{2g}$  est négligeable.

$Z_3 - Z_0 = H_g$  : hauteur géométrique d'élévation.

$\zeta_a = J_a$  : Pertes de charges à l'aspiration.

$\zeta_r + \zeta_R = J_R$  : Pertes de charges au refoulement.

Soit :  $HMT = H_g + J_a + J_R$

### Puissance et rendement.

On utilise habituellement les diverses grandeurs ci-dessous.

#### Puissance utile de la pompe :

C'est la puissance correspondant au travail réalisé par la pompe donnée par la formule ci- après :

$$P_u = \frac{\rho * g * Q * H}{1000}$$

#### Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie sur l'axe de la pompe donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{P_u}{\eta} \text{ Où } \eta \text{ est le rendement de la pompe.}$$

Puissance utile du moteur :

C'est la puissance absorbée par le moteur défini comme suit :

Lorsque la transmission est rigide :  $P'_u = P_a$  [kW].

Dans le cas d'une transmission par courroie  $P'_u = \frac{P_a}{\eta''}$  où  $\eta''$  le rendement de la transmission.

Les valeurs suivantes sont des rendements considérés comme bons pour les pompes centrifuges :

|         | Basse pression |    | Haute pression |    |     | Fort débit |      |      |
|---------|----------------|----|----------------|----|-----|------------|------|------|
| Q (l/s) | 3              | 25 | 2              | 25 | 100 | 150        | 1000 | 2000 |
| H (%)   | 56             | 78 | 53             | 81 | 84  | 86         | 90   | 91   |

Tableau N°38 : rendement des pompes

Vitesse de rotation et vitesse spécifique :

Vitesse de rotation :

La vitesse de rotation est le nombre de tours effectués par la pompe dans l'unité de temps.

Sa valeur a une influence appréciable sur le fonctionnement de la pompe.

Les règles générales suivantes sont valables.

Les débits sont proportionnels à la vitesse de rotation  $n$  :  $\frac{Q}{Q'} \approx \frac{n}{n'}$ .

Les hauteurs HMT varient proportionnellement au carré de la vitesse :  $\frac{H}{H'} \approx \left( \frac{n}{n'} \right)^2$

La puissance absorbée varie proportionnellement au cube de la vitesse :

$$\frac{P_a}{P_a'} \approx \left( \frac{n}{n'} \right)^3$$

Le rendement est pratiquement indépendant de la vitesse de rotation :

$$\frac{P_{a_i}}{P_a} \approx \left( \frac{HMT}{HMT'} \right)^{\frac{3}{2}} \approx \left( \frac{Q}{Q'} \right)^2 \approx \left( \frac{n_i}{n} \right)^3$$

112

#### Vitesse spécifique :

La vitesse spécifique  $n_s$  est la vitesse de rotation d'une pompe géométriquement semblable qui, avec une charge totale égale à l'unité, élèverait l'unité de débit.

L'expression de  $n_s$  est donc :

$$n_s = \frac{n^* \sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}}$$

$n$  est exprimé en [tr /mn]

$Q$  en [m<sup>3</sup>/s]

$H$  en [m]

La vitesse spécifique est le même pour toutes les pompes semblables, et pour une même pompe, elle ne varie pas avec la vitesse de rotation.

Des pompes sont dites semblables lorsque les rapports de ces dimensions principales ( diamètre de la roue, largeur de la roue et diamètre des orifices d'entrée et de sortie de l'eau) sont égaux.

Pour  $n_s < 70$  ou  $80$ , les pompes sont à écoulement radial à simple aspiration. Pour les pompes à écoulement radial à double aspiration :  $70 < n_s < 80$  jusqu'à  $120$ .

Pour les valeurs de :  $120 < n_s < 150 - 170$ , les pompes sont à écoulement semi-radial. Pour les valeurs de  $n_s$  supérieures, les pompes sont à écoulement axial et faible hauteur d'élévation.

#### Pression absolue minimale admissible à l'aspiration et NPSH :

##### Pression absolue minimale admissible à l'aspiration

La charge absolue à l'aspiration est la différence entre la hauteur totale d'aspiration, rapportée à la pression absolue, et la tension de la vapeur du liquide. Elle est représentée par  $H_0$  et définie par la relation :  $H_0 = P_0 + H_a + h_v$



Où :  $P_0$  : la pression atmosphérique en [m].

$H_a$  : la hauteur totale d'aspiration en [m].

$H_v$  : la tension de vapeur en [m].

Si  $P_0$  et  $h_v$  sont exprimés en pascal [Pa], on aura alors, en représentant par  $W$ , le poids spécifique de l'eau en [N/m<sup>3</sup>].

113

$$H_0 = \frac{P_0 - h_v}{\varrho} + H_a$$

Pour éviter les phénomènes de cavitation dans les pompes, et pour éviter le désamorçage, la charge  $H_0$  Ne peut être inférieure à une valeur limite, dite pression absolue maximale admissible à l'aspiration (NPSH)

#### Le NPSH (Net Positive Suction Head)

L'utilisateur doit donner au constructeur le NPSH dont il peut disposer. Par définition, le NPSH est la valeur de la pression absolue diminuée de la tension de vapeur par la température de l'eau, pression mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe et qui résultera des dispositions arrêtées par l'utilisateur pour l'aspiration. Il est appelé NPSH disponible (  $NPSH_d$  ).

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\varrho} - \frac{h_v}{\varrho}$$

Or, de la relation (10), on tire :

$$\frac{P_1}{\varrho} = \frac{P_0}{\varrho} + (Z_0 - Z_1) - \xi + \frac{V_0^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \text{ et en négligeant les termes } \frac{V_0^2}{2g} \text{ et en posant } \xi = J_a \text{ la}$$

perte de charge à l'aspiration, on obtient :

$$\begin{aligned} NPSH_d &= \frac{P_0}{\varrho} + (Z_0 - Z_1) - J_a - \frac{h_v}{\varrho} \\ &= \frac{P_0}{\varrho} - \frac{h_v}{\varrho} + (Z_0 - Z_1) - J_a = H_0 - J_a \end{aligned}$$

Le terme  $(Z_0 - Z_1)$  est à prendre avec son signe, selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression.

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur  $H_a$ ,  $(Z_0 - Z_1)$  est négatif et l'on

a :  $NPSH_d = \frac{P_0}{\varrho} - \left( H_a + J_a + \frac{h_v}{\varrho} \right)$  Pour des altitudes inférieures à 100 [m] et pour une eau ne dépassant pas 20[°C], on peut écrire, dans ce cas :  
 $NPSH_d = 10 - (H_a + J_a)$

114

## N°5 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

D'après la formule de BRESSE:

Dans notre cas, nous considérons des conduites en PEHD ; seule la condition de vitesse optimale est utilisée pour dimensionner cette conduite.

La formule de Bresse est donnée par :  $D = 1,51 * \sqrt{Q}$

D'après la formule de VIBERT et HOCK :

La formule de VIBERT et HOCK, pour dimensionner la conduite de refoulement, est établie en tenant compte le prix du kg de fonte et le prix du kWh d'énergie électrique.

La formule est énoncée ci- après :

$$D = 1,547 * \left( \frac{n * e}{f} \right)^{0,154} * Q^{0,46}$$

Où :  $n = \frac{t_f}{24}$  : Temps de fonctionnement journalier de la pompe divisé par 24h

e : prix du kWh

f : prix de la conduite en fonte par kg

Dans notre cas, nous utilisons des tuyaux en plastique de haute densité, ainsi, on applique la formule de Bresse pour dimensionner la conduite de refoulement.

En application numérique, on trouve  $D = 0,082706[m] = \mathbf{82,71[mm]}$

En pratique, on a intérêt à installer un tuyau de diamètre **0,100[m]**

## CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (HMT)



La hauteur manométrique totale est obtenue par la formule déjà citée précédemment :

$$HMT = H_g + J_a + J_R$$

$H_g$  : hauteur géométrique d'élévation.

$J_a$  : Pertes de charges à l'aspiration.

$J_R$  : Pertes de charges au refoulement

115

Et en pratique, la formule du HMT est donnée par :

$$HMT = C_{rR} - C_{fP} + H_R + J_l + J_s$$

Avec :  $C_{fP} = 1314[m]$  : cote du fond du puits de captage

$C_{rR} = 1342[m]$  : cote radier du réservoir

$H_R = 2.00[m]$  : hauteur du réservoir

$J_l$  : perte de charge linéaire

$J_s$  : perte de charge singulière

Pour les calculs des pertes de charges, on considère qu'il y a deux (2) coudes de  $90^\circ$  au droit du réservoir et que la longueur de la conduite de refoulement est de :  $L_r = 300,00[m]$ .

Ainsi, les valeurs des pertes de charge sont :  $J_l = 0,00303 * L_r$  soit  $J_l = 0.90[m]$

$$J_s = 0,785 * 2 \text{ soit } J_s = 1.57[m]$$

La valeur de la HMT est donc :

La valeur de la HMT est donc :

$$HMT_{\text{calculé}} = 88,22 - 51,22 + 2,00 + 0.90 + 1.57$$

$$HMT_{\text{calculé}} = 41,47[m]$$

Avec la majoration de 5%, on a :  $HMT_{\text{calculé}} * 5\%$  et on trouve la valeur : 43,54[m] La hauteur manométrique totale de notre installation est de **45,00[m]**

PUISSANCE DE LA POMPE.

Puissance utile de la pompe : c'est la puissance correspondant au travail réalisé par

la pompe donnée par la formule :  $P_u = \frac{\rho * g * Q * H}{1000}$

En application numérique on trouve la valeur de  $P_u = 1,32[kW]$

Puissance absorbée par la pompe : c'est la puissance fournie sur l'axe de la pompe :

$$P_a = \frac{P_u}{\eta}$$

Puissance utile du moteur : c'est la puissance absorbée par le moteur

Le rendement  $\eta$  est pris égal à 90%, rendement considéré bon pour les basses pressions.

Numériquement, on trouve :  $P_a = 1,47[\text{kW}]$

116

## PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT ;

La protection de la conduite de refoulement sera réalisée par une liaison en by-pass entre l'aspiration et le refoulement, lorsque la dépression résultant du coup de bélier conduit à des pressions inférieures au niveau du bassin d'aspiration, c'est à dire

quand la hauteur d'élévation HMT est très inférieure à  $\frac{c * U_0}{g}$ .

$$\text{Avec : } c = \left[ \rho * \left( \frac{1}{\xi} + \frac{1}{E} * \frac{D}{e} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} ; \text{ célérité de l'eau à } 20^\circ$$

$\rho = 1000 [\text{kg/m}^3]$  ; masse volumique de l'eau.

$\xi = 21,39 \cdot 10^8$  ; module d'élasticité cubique ou volumique de l'eau.

$E = 2,5 \cdot 10^{10} [\text{N/m}^2]$  ; module d'élasticité du matériau de la conduite de refoulement

$D = 32,6[\text{mm}]$  ; diamètre de la conduite

$e = 7,4[\text{mm}]$  ; épaisseur de la conduite

$U_0 = \frac{Q}{S} = 0,003 / 0,007854 = 0,38[\text{m/s}]$  : la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite de refoulement. Ainsi, on trouve la valeur de  $c = 1250[\text{m/s}]$

$\frac{c * U_0}{g} = 48,67[\text{m}]$ . Ainsi,  $HMT < \frac{c * U_0}{g}$  : on a besoin de réaliser le by-pass.

### N°6 SECTION-POIDS-PERIMETRES NOMINAUX

| Ø<br>[mm] | Section [cm <sup>2</sup> ] |             |             |             |             |             |             |             |             |              | Ø<br>[mm] | Poids<br>[5kg/m] | P.N<br>[cm] |
|-----------|----------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-----------|------------------|-------------|
|           | 1<br>barre                 | 2<br>barres | 3<br>barres | 4<br>barres | 5<br>barres | 6<br>barres | 7<br>barres | 8<br>barres | 9<br>barres | 10<br>barres |           |                  |             |
| 5         | 0,196                      | 0,392       | 0,589       | 0,785       | 0,981       | 1,18        | 1,374       | 1,57        | 1,76        | 1,96         | 5         | 0.154            | 1.57        |
| 6         | 0,283                      | 0,565       | 0,848       | 1,13        | 1,414       | 1,69        | 1,979       | 2,26        | 2,54        | 2,83         | 6         | 0.222            | 1.80        |
| 8         | 0,503                      | 1,00        | 1,50        | 2,01        | 2,513       | 3,01        | 3,518       | 4,02        | 4,52        | 5,03         | 8         | 0.394            | 2.51        |
| 10        | 0,785                      | 1,57        | 2,35        | 3,14        | 3,925       | 4,71        | 5,498       | 6,28        | 7,07        | 7,85         | 10        | 0.616            | 3.14        |
| 12        | 1,13                       | 2,26        | 3,39        | 4,52        | 5,65        | 6,78        | 7,92        | 9,04        | 10,18       | 11,31        | 12        | 0.887            | 3.77        |
| 14        | 1,54                       | 3,08        | 4,62        | 6,16        | 7,70        | 9,24        | 10,78       | 12,32       | 13,85       | 15,39        | 14        | 1.208            | 4.40        |
| 16        | 2,01                       | 4,02        | 6,03        | 8,04        | 10,05       | 12,10       | 14,07       | 16,13       | 18,15       | 20,17        | 16        | 1.578            | 5.13        |
| 20        | 3,14                       | 6,28        | 9,42        | 12,57       | 15,71       | 18,85       | 21,99       | 25,13       | 28,15       | 31,43        | 20        | 2.466            | 6.28        |
| 25        | 4,91                       | 9,82        | 14,73       | 19,63       | 24,54       | 29,45       | 34,36       | 39,27       | 44,18       | 49,09        | 25        | 3.853            | 7.25        |
| 32        | 8,04                       | 16,08       | 24,13       | 32,17       | 40,21       | 48,25       | 56,30       | 64,34       | 72,38       | 80,42        | 32        | 6.313            | 10.05       |
| 40        | 12,57                      | 25,13       | 37,70       | 50,27       | 62,83       | 75,40       | 87,96       | 100,53      | 113,10      | 125,66       | 40        | 9.964            | 12.57       |

TABLEAU N°39 : Abaque pour déterminer le ferrailage

| Nuance<br>[MPa] | Combinaison fondamentale |           |                  |               | Combinaison accidentelle |           |                  |               |
|-----------------|--------------------------|-----------|------------------|---------------|--------------------------|-----------|------------------|---------------|
|                 | $f_e/\gamma_s$           | $\xi_x\%$ | $\alpha_{limit}$ | $\mu_{limit}$ | $f_{ed}$                 | $\xi_x\%$ | $\alpha_{limit}$ | $\mu_{limit}$ |
| FeE215          | 189                      | 0.935     | 0.783            | 0.429         | 215                      | 1.075     | 0.765            | 0.422         |
| FeE235          | 204                      | 1.022     | 0.774            | 0.425         | 235                      | 1.175     | 0.749            | 0.418         |
| FeE400          | 348                      | 1.739     | 0.668            | 0.391         | 400                      | 2.000     | 0.636            | 0.379         |
| FeE500          | 435                      | 2.174     | 0.617            | 0.371         | 500                      | 2.500     | 0.583            | 0.358         |

TABLEAU N°40 : Valeur de  $\mu_{lim}$

**N°7 TABLEAU DONNANT L'ECARTEMENT DES BARRES POUR FERRAILLAGE**

| Ecartement des<br>barres [cm] | Diamètre nominal des barres [mm] |   |    |    |    |    |    |
|-------------------------------|----------------------------------|---|----|----|----|----|----|
|                               | 6                                | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 |

|       |      |      |       |       |       |        |       |
|-------|------|------|-------|-------|-------|--------|-------|
| 7.00  | 4.34 | 7.18 | 11.22 | 16.16 | 21.99 | 28.72  | 44.88 |
| 7.50  | 3.79 | 6.70 | 10.47 | 15.08 | 20.52 | 26.81  | 41.89 |
| 8.00  | 3.59 | 6.28 | 9.82  | 14.14 | 19.24 | 25.14  | 32.27 |
| 8.50  | 3.33 | 5.91 | 9.24  | 13.31 | 18.11 | 23.66  | 36.96 |
| 9.00  | 3.14 | 5.59 | 8.73  | 12.57 | 17.10 | 22.34  | 34.91 |
| 9.50  | 2.98 | 5.29 | 8.27  | 11.90 | 16.20 | 21.17  | 33.07 |
| 10.00 | 2.83 | 5.03 | 7.85  | 11.31 | 15.39 | 20.11  | 31.41 |
| 10.50 | 2.69 | 4.79 | 7.48  | 10.77 | 14.66 | 19.15  | 29.92 |
| 11.00 | 2.57 | 4.57 | 7.14  | 10.28 | 13.99 | 18.28  | 28.56 |
| 11.50 | 2.46 | 4.37 | 6.83  | 9.84  | 13.39 | 17.49  | 27.32 |
| 12.00 | 2.36 | 4.19 | 6.54  | 9.42  | 12.83 | 16.76  | 26.18 |
| 12.50 | 2.26 | 4.02 | 6.28  | 9.05  | 12.32 | 16.08  | 25.13 |
| 13.00 | 2.17 | 3.87 | 6.04  | 8.70  | 11.94 | 15.47  | 24.17 |
| 13.50 | 2.09 | 3.72 | 5.82  | 8.38  | 11.40 | 14.85  | 23.27 |
| 14.00 | 2.02 | 3.59 | 5.61  | 8.08  | 11.00 | 14.36  | 22.44 |
| 14.50 | 1.95 | 3.47 | 5.42  | 7.80  | 10.62 | 13.87  | 21.67 |
| 15.00 | 1.89 | 3.35 | 5.24  | 7.54  | 10.26 | 13.40  | 20.54 |
| 15.50 | 1.82 | 3.24 | 5.07  | 7.30  | 9.93  | 12.97  | 20.27 |
| 16.00 | 1.77 | 3.14 | 4.91  | 7.07  | 9.62  | 112.57 | 19.64 |
| 16.50 | 1.71 | 3.06 | 4.76  | 6.95  | 9.33  | 12.19  | 19.04 |
| 17.00 | 1.66 | 2.96 | 4.62  | 6.65  | 9.05  | 11.83  | 18.48 |
| 17.50 | 1.62 | 2.87 | 4.49  | 6.46  | 8.79  | 11.49  | 17.95 |
| 18.00 | 1.57 | 2.79 | 4.36  | 6.23  | 8.55  | 11.17  | 17.45 |
| 18.50 | 1.53 | 2.72 | 4.23  | 6.11  | 8.32  | 10.87  | 16.98 |
| 19.00 | 1.49 | 2.65 | 4.13  | 5.95  | 8.10  | 10.58  | 16.53 |
| 19.50 | 1.45 | 2.58 | 4.03  | 5.80  | 7.89  | 10.31  | 16.11 |
| 20.00 | 1.41 | 2.51 | 3.93  | 5.65  | 7.70  | 10.05  | 15.71 |
| 20.50 | 1.39 | 2.49 | 3.83  | 5.52  | 7.51  | 9.81   | 15.33 |
| 21.00 | 1.35 | 2.39 | 3.74  | 5.38  | 7.33  | 9.58   | 14.96 |
| 21.50 | 1.32 | 2.34 | 3.65  | 5.26  | 7.10  | 9.35   | 14.61 |
| 22.00 | 1.29 | 2.29 | 3.57  | 5.14  | 6.99  | 9.14   | 14.28 |
| 22.50 | 1.26 | 2.23 | 3.49  | 5.03  | 6.84  | 8.94   | 13.96 |
| 23.00 | 1.23 | 2.19 | 3.41  | 4.92  | 6.69  | 8.74   | 13.66 |
| 23.50 | 1.20 | 2.14 | 3.34  | 4.81  | 6.55  | 8.55   | 13.37 |
| 24.00 | 1.18 | 2.09 | 3.27  | 4.71  | 6.41  | 8.39   | 13.09 |
| 24.50 | 1.16 | 2.05 | 3.20  | 4.62  | 6.28  | 8.21   | 12.82 |
| 25.00 | 1.13 | 2.01 | 3.14  | 4.52  | 6.15  | 8.04   | 12.56 |

TABLEAU N°41 : Section en cm<sup>2</sup> dans 1m de largeur de dalle en fonction de l'écartement et du diamètre des barres

## N°8 ESTIMATION QUANTITATIVE DES MATERIAUX POUR L'AEPG

|                                | DESIGNATIONS                                | Unités | Cons. |
|--------------------------------|---------------------------------------------|--------|-------|
| <b>Ouvrage de captage</b>      | Sable                                       | daba   | 16    |
|                                | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 5     |
|                                | Moellons                                    | nb     | 60    |
|                                | Gravillon                                   | daba   | 30    |
|                                | Fer à béton O6T                             | Barre  | 5     |
|                                | Moellon                                     | nb     | 60    |
|                                | Bouchon galva femelle                       | Unités | 1     |
|                                | Vanne d'arrêt laiton 33/42                  | Unités | 2     |
|                                | Vanne d'arrêt laiton 40/49                  | Unités | 2     |
|                                | Té egaux FF90 à coller 32                   | Unités | 3     |
|                                | Té egaux FF90 à coller 50                   | Unités | 2     |
|                                | SR 13 à serrer 40                           | Unités | 4     |
|                                | Sr 13 à serrer 50                           | Unités | 4     |
|                                | Tuyau PEHD O50                              | m      | 100   |
| <b>Réservoir</b>               | Sable                                       | Daba   | 154   |
|                                | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 41    |
|                                | Gravillon                                   | daba   | 221   |
|                                | Fer à béton O8T                             | barre  | 11    |
|                                | Fer à béton O14T                            | barre  | 5     |
|                                | Coude 90° FF Galva 40/49                    | 1      | 4     |
|                                | Vanne d'arrêt laiton26/34                   | 1      | 3     |
|                                | vanne d'arrêt laiton40/49                   | 1      | 2     |
|                                | Té egaux FF90 à coller 32                   | 1      | 3     |
|                                | Té egaux FF90 à coller 50                   | 1      | 2     |
|                                | Manchon mixtefileté PEHD à serrer 50-1"1/2  | 1      | 6     |
| <b>Réseau d'amenée</b>         | Tuyaux PEHD 40                              | m      | 1600  |
|                                | Tuyaux galvanisés                           | barre  | 4     |
|                                | SR12 à serrer 32                            | unité  | 6     |
|                                | SR 12 à serrer 40                           | unité  | 12    |
|                                | SR 13 à serrer 40                           | unité  | 4     |
|                                | SR 14 à serrer 40                           | unité  | 4     |
|                                | Manchon galva 33/42                         | unité  | 4     |
| <b>Réseaux de distribution</b> | Raccord Union galva 33/42                   | unité  | 2     |
|                                | Tuyau PEHD couronnés 100M diam. 50          | m      | 300   |
|                                | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam. Ext 25     | m      | 2600  |
|                                | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 32,6/40 | m      | 600   |
|                                | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 40,8/50 | m      | 400   |
|                                | Tuyaux galvanisés ISO II 33/42              | 6m     | 4     |
|                                | Reduction plast à serrer 32/25              | Unité  | 5     |
|                                | Reduction plast à serrer 40/32              | Unité  | 5     |
|                                | Reduction plast à serrer 50/40              | Unité  | 2     |
|                                | Reduction plast à serrer 40/25              | Unité  | 1     |
|                                | Reduction plast à serrer 50/32              | Unité  | 2     |
|                                | Tés égaux à serrer 40                       | Unité  | 4     |
|                                | Tés égaux à serrer 50                       | Unité  | 2     |
| <b>Bornes fontaines</b>        | Sable                                       | daba   | 168   |
|                                | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 24    |
|                                | Briques                                     | nb     | 5400  |
|                                | Tube galva 1,20m                            | 6m     | 2     |
|                                | Tube galva 1,40m                            | Unité  | 7     |
|                                | Robinet de puisage en laiton 20/27          | Unité  | 7     |
|                                | Coude 90° galva 20/27                       | Unité  | 14    |
|                                | Bouchon galva fileté 20/27                  | Unité  | 3     |
|                                | SR 13 plast à serrer 25                     | Unité  | 7     |
|                                | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 175   |
|                                | Manchon galva 20/27                         | Unité  | 7     |

Tableau n°42 : Estimation quantitative des matériaux pour l'AEPR

120

**N°9 ESTIMATION QUANTITATIVE DES MATERIAUX  
POUR L'AEPR**

|  | DESIGNATIONS | Unités | Cons. |
|--|--------------|--------|-------|
|--|--------------|--------|-------|

|                                |                                             |        |      |
|--------------------------------|---------------------------------------------|--------|------|
| <b>Station de traitement</b>   | Sable                                       | daba   | 310  |
|                                | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 76   |
|                                | Gravillon                                   | daba   | 367  |
|                                | Fer à béton O6T                             | Barre  | 18   |
|                                | Vanne d'arrêt laiton 40/49                  | Unités | 1    |
|                                | Vanne d'arrêt laiton 50/60                  | Unités | 2    |
|                                | Té egaux FF90 à coller 50                   | Unités | 2    |
|                                | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 25   |
|                                | Fer à béton O14T                            | barre  | 10   |
|                                | Fer à béton O8T                             | barre  | 40   |
| <b>Système de refoulement</b>  | Tuyaux PEHD 100                             | m      | 325  |
|                                | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 25   |
|                                | Vanne d'arrêt laiton 50/60                  | Unités | 3    |
|                                | Raccord union plast à serrer                | Unités | 4    |
|                                | Pompe de refoulement                        | Unités | 2    |
|                                | Chambre de pompe                            | Unités | 1    |
| <b>Réservoir tampon</b>        | Sable                                       | Daba   | 154  |
|                                | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 41   |
|                                | Gravillon                                   | daba   | 221  |
|                                | Fer à béton O8T                             | barre  | 11   |
|                                | Fer à béton O14T                            | barre  | 5    |
| <b>Réservoir</b>               | Sable                                       | Daba   | 154  |
|                                | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 41   |
|                                | Gravillon                                   | daba   | 221  |
|                                | Fer à béton O8T                             | barre  | 11   |
|                                | Fer à béton O14T                            | barre  | 5    |
|                                | Coude 90° FF Galva 40/49                    | 1      | 4    |
|                                | Vanne d'arrêt laiton 26/34                  | 1      | 3    |
|                                | vanne d'arrêt laiton 40/49                  | 1      | 2    |
|                                | Té egaux FF90 à coller 32                   | 1      | 3    |
|                                | Té egaux FF90 à coller 50                   | 1      | 2    |
|                                | Manchon mixte fileté PEHD à serrer 50-1"1/2 | 1      | 6    |
| <b>Réseaux de distribution</b> | Tuyau PEHD couronnés 100M diam. 50          | m      | 300  |
|                                | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam. Ext 25     | m      | 2600 |
|                                | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 32,6/40 | m      | 600  |
|                                | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 40,8/50 | m      | 400  |
|                                | Tuyaux galvanisés ISO II 33/42              | 6m     | 4    |
|                                | Reduction plast à serrer 32/25              | Unité  | 5    |
|                                | Reduction plast à serrer 40/32              | Unité  | 5    |
|                                | Reduction plast à serrer 50/40              | Unité  | 2    |
|                                | Reduction plast à serrer 40/25              | Unité  | 1    |
|                                | Reduction plast à serrer 50/32              | Unité  | 2    |
|                                | Tés égaux à serrer 40                       | Unité  | 4    |
|                                | Tés égaux à serrer 50                       | Unité  | 2    |
| <b>Bornes fontaines</b>        | Sable                                       | daba   | 168  |
|                                | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 24   |
|                                | Briques                                     | nb     | 5400 |
|                                | Tube galva 1,20m                            | 6m     | 2    |
|                                | Tube galva 1,40m                            | Unité  | 7    |
|                                | Robinet de puisage en laiton 20/27          | Unité  | 7    |
|                                | Coude 90° galva 20/27                       | Unité  | 14   |
|                                | Bouchon galva fileté 20/27                  | Unité  | 3    |
|                                | SR 13 plast à serrer 25                     | Unité  | 7    |
|                                | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 175  |
|                                | Manchon galva 20/27                         | Unité  | 7    |

Tableau n°43 : Estimation quantitative des matériaux pour l'AEPR



| N°10 DETAIL DES PRIX DES OUVRAGES POUR L'AEPG |                                             |        |       |               |       |            |                 |
|-----------------------------------------------|---------------------------------------------|--------|-------|---------------|-------|------------|-----------------|
|                                               | DESIGNATIONS                                |        |       | PRIX UNITAIRE |       | Rendu Mag. | PRIX TOTAL      |
|                                               |                                             | Unités | Cons. | HT            | TTC   |            |                 |
| Ouvrage de captage                            | Sable                                       | daba   | 16    |               |       | 150        | 2400            |
|                                               | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 5     | 14167         | 17000 | 18700      | 93500           |
|                                               | Moellons                                    | nb     | 60    |               |       | 210        | 12600           |
|                                               | Gravillon                                   | daba   | 30    |               |       | 200        | 6000            |
|                                               | Fer à béton O6T                             | Barre  | 5     | 7083          | 8500  | 9350       | 46750           |
|                                               | Moellon                                     | nb     | 60    |               |       | 210        | 12600           |
|                                               | Bouchon galva femelle                       | Unités | 1     | 2350          | 2820  | 2961       | 2961            |
|                                               | Vanne d'arrêt laiton 33/42                  | Unités | 2     | 12933         | 15520 | 16296      | 32592           |
|                                               | Vanne d'arrêt laiton 40/49                  | Unités | 2     | 15825         | 18990 | 19940      | 39880           |
|                                               | Té egaux FF90 à coller 32                   | Unités | 3     | 9500          | 11400 | 11970      | 35910           |
|                                               | Té egaux FF90 à coller 50                   | Unités | 2     | 22814         | 27377 | 28746      | 57492           |
|                                               | SR 13 à serrer 40                           | Unités | 4     | 6270          | 7524  | 7900       | 31600           |
|                                               | Sr 13 à serrer 50                           | Unités | 4     | 7810          | 9372  | 9841       | 39364           |
|                                               | Tuyau PEHD O50                              | m      | 100   | 5302          | 6362  | 6999       | 699900          |
|                                               |                                             |        |       |               |       |            | <b>1113549</b>  |
| Réservoir                                     | Sable                                       | Daba   | 154   |               |       | 150        | 23100           |
|                                               | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 41    | 14167         | 17000 | 18700      | 766700          |
|                                               | Gravillon                                   | daba   | 221   |               |       | 200        | 44200           |
|                                               | Fer à béton O8T                             | barre  | 11    | 7083          | 8500  | 9350       | 102850          |
|                                               | Fer à béton O14T                            | barre  | 5     | 23900         | 28680 | 31548      | 157740          |
|                                               | Coude 90° FF Galva 40/49                    | l      | 4     | 6420          | 7704  | 8474       | 33896           |
|                                               | Vanne d'arrêt laiton26/34                   | l      | 3     | 10083         | 12100 | 12705      | 38115           |
|                                               | vanne d'arrêt laiton40/49                   | l      | 2     | 15825         | 18990 | 19940      | 39880           |
|                                               | Té egaux FF90 à coller 32                   | l      | 3     | 9500          | 11400 | 11970      | 35910           |
|                                               | Té egaux FF90 à coller 50                   | l      | 2     | 22814         | 27377 | 28746      | 57492           |
|                                               | Manchon mixtefileté PEHD à serrer 50-1"1/2  | l      | 6     | 7250          | 8700  | 9092       | 54552           |
|                                               |                                             |        |       |               |       |            | <b>1354435</b>  |
| Réseau d'amenée                               | Tuyaux PEHD 40                              | m      | 1600  | 3498          | 4198  | 4407       | 4407000         |
|                                               | Tuyaux galvanisés                           | barre  | 4     | 50100         | 60120 | 66132      | 264528          |
|                                               | SR12 à serrer 32                            | unité  | 6     | 7500          | 9000  | 9450       | 56700           |
|                                               | SR 12 à serrer 40                           | unité  | 12    | 7500          | 9000  | 9450       | 113400          |
|                                               | SR 13 à serrer 40                           | unité  | 4     | 7500          | 9000  | 9450       | 37800           |
|                                               | SR 14 à serrer 40                           | unité  | 4     | 7500          | 9000  | 9450       | 37800           |
|                                               | Manchon galva 33/42                         | unité  | 4     | 3040          | 3648  | 3830       | 15320           |
|                                               | Raccord Union galva 33/42                   | unité  | 2     | 16420         | 19704 | 20689      | 41378           |
|                                               |                                             |        |       |               |       |            | <b>4973926</b>  |
| Réseaux de distribution                       | Tuyau PEHD couronnés 100M diam. 50          | m      | 300   | 2195          | 5302  | 6362       | 1908600         |
|                                               | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam. Ext 25     | m      | 2600  | 1672          | 2006  | 2107       | 16541200        |
|                                               | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 32,6/40 | m      | 600   | 3498          | 4198  | 4407       | 2644200         |
|                                               | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 40,8/50 | m      | 400   | 5302          | 6362  | 6681       | 2672400         |
|                                               | Tuyaux galvanisés ISO II 33/42              | 6m     | 4     | 50100         | 60120 | 66132      | 264528          |
|                                               | Reduction plast à serrer 32/25              | Unité  | 5     | 6270          | 7524  | 7900       | 39500           |
|                                               | Reduction plast à serrer 40/32              | Unité  | 5     | 9034          | 10841 | 11383      | 56915           |
|                                               | Reduction plast à serrer 50/40              | Unité  | 2     | 13244         | 15893 | 16687      | 33374           |
|                                               | Reduction plast à serrer 40/25              | Unité  | 1     | 8910          | 10692 | 11227      | 11227           |
|                                               | Reduvtion plast à serrer 50/32              | Unité  | 2     | 15000         | 18000 | 18900      | 37800           |
|                                               | Tés égaux à serrer 40                       | Unité  | 4     | 15700         | 18840 | 19782      | 79128           |
|                                               | Tés égaux à serrer 50                       | Unité  | 2     | 22814         | 27377 | 28746      | 57492           |
|                                               |                                             |        |       |               |       |            | <b>24346364</b> |
| Bornes fontaines                              | Sable                                       | daba   | 168   |               |       | 150        | 25200           |
|                                               | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 24    | 14167         | 17000 | 18700      | 448800          |
|                                               | Briques                                     | nb     | 5400  |               |       | 30         | 162000          |
|                                               | Tube galva 1,20m                            | 6m     | 2     | 7300          | 8760  | 9636       | 19272           |
|                                               | Tube galva 1,40m                            | Unité  | 7     | 2100          | 2520  | 2772       | 19404           |
|                                               | Robinet de puisage en laiton 20/27          | Unité  | 7     | 17000         | 20400 | 21420      | 149940          |
|                                               | Coude 90° galva 20/27                       | Unité  | 14    | 2992          | 3690  | 3770       | 52780           |
|                                               | Bouchon galva fileté 20/27                  | Unité  | 3     | 1460          | 1752  | 1840       | 5520            |
|                                               | SR 13 plast à serrer 25                     | Unité  | 7     | 3300          | 3960  | 4158       | 29106           |
|                                               | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 175   | 5305          | 6366  | 6684       | 1169700         |
|                                               | Manchon galva 20/27                         | Unité  | 7     | 1408          | 1690  | 1775       | 12425           |
|                                               |                                             |        |       |               |       |            | <b>2094147</b>  |

Tableau n°44 : détail des prix des ouvrages pour l'AEPG

| N°11 DETAIL DES PRIX DES OUVRAGES POUR L'AEPR |                                             |        |       |               |         |            |                 |
|-----------------------------------------------|---------------------------------------------|--------|-------|---------------|---------|------------|-----------------|
|                                               | DESIGNATIONS                                | Unités | Cons. | PRIX UNITAIRE |         | Rendu Mag. | PRIX TOTAL      |
|                                               |                                             |        |       | HT            | TTC     |            |                 |
| Station de traitement                         | Sable                                       | daba   | 310   |               |         | 150        | 2400            |
|                                               | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 76    | 14167         | 17000   | 18700      | 93500           |
|                                               | Gravillon                                   | daba   | 367   |               |         | 200        | 6000            |
|                                               | Fer à béton O6T                             | Barre  | 18    | 7083          | 8500    | 9350       | 168300          |
|                                               | Vanne d'arrêt laiton 40/49                  | Unités | 1     | 15825         | 18990   | 19940      | 19940           |
|                                               | Vanne d'arrêt laiton 50/60                  | Unités | 2     | 27100         | 32520   | 34146      | 68292           |
|                                               | Té egaux FF90 à coller 50                   | Unités | 2     | 22814         | 27377   | 28746      | 57492           |
|                                               | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 25    | 5302          | 6362    | 6681       | 167025          |
|                                               | Fer à béton O14T                            | barre  | 10    | 23900         | 28680   | 31548      | 315480          |
|                                               | Fer à béton O8T                             | barre  | 40    | 7083          | 8500    | 9350       | 374000          |
|                                               |                                             |        |       |               |         |            | <b>1272429</b>  |
| Système de refoulement                        | Tuyaux PEHD 100                             | m      | 325   | 13244         | 15893   | 16687      | 5423275         |
|                                               | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 25    | 5302          | 6362    | 6681       | 167025          |
|                                               | Vanne d'arrêt laiton 50/60                  | Unités | 3     | 27100         | 32520   | 34146      | 102438          |
|                                               | Raccord union plast à serrer                | Unités | 4     | 15000         | 18000   | 18900      | 75600           |
|                                               | Pompe de refoulement                        | Unités | 2     | 3000000       | 3600000 | 3960000    | 7920000         |
|                                               | Chambre de pompe                            | Unités | 1     |               |         | 3600000    | 3600000         |
|                                               |                                             |        |       |               |         |            | <b>17288338</b> |
| Réservoir tampon                              | Sable                                       | Daba   | 154   |               |         | 150        | 23100           |
|                                               | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 41    | 14167         | 17000   | 18700      | 766700          |
|                                               | Gravillon                                   | daba   | 221   |               |         | 200        | 44200           |
|                                               | Fer à béton O8T                             | barre  | 11    | 7083          | 8500    | 9350       | 102850          |
|                                               | Fer à béton O14T                            | barre  | 5     | 23900         | 28680   | 31548      | 157740          |
|                                               |                                             |        |       |               |         |            | <b>1094590</b>  |
| Réservoir                                     | Sable                                       | Daba   | 154   |               |         | 150        | 23100           |
|                                               | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 41    | 14167         | 17000   | 18700      | 766700          |
|                                               | Gravillon                                   | daba   | 221   |               |         | 200        | 44200           |
|                                               | Fer à béton O8T                             | barre  | 11    | 7083          | 8500    | 9350       | 102850          |
|                                               | Fer à béton O14T                            | barre  | 5     | 23900         | 28680   | 31548      | 157740          |
|                                               | Coude 90° FF Galva 40/49                    | 1      | 4     | 6420          | 7704    | 8474       | 33896           |
|                                               | Vanne d'arrêt laiton26/34                   | 1      | 3     | 10083         | 12100   | 12705      | 38115           |
|                                               | vanne d'arrêt laiton40/49                   | 1      | 2     | 15825         | 18990   | 19940      | 39880           |
|                                               | Té egaux FF90 à coller 32                   | 1      | 3     | 9500          | 11400   | 11970      | 35910           |
|                                               | Té egaux FF90 à coller 50                   | 1      | 2     | 22814         | 27377   | 28746      | 57492           |
|                                               | Manchon mixtefileté PEHD à serrer 50-1"1/2  | 1      | 6     | 7250          | 8700    | 9092       | 54552           |
|                                               |                                             |        |       |               |         |            | <b>1354435</b>  |
| Réseaux de distribution                       | Tuyau PEHD couronnés 100M diam. 50          | m      | 300   | 2195          | 5302    | 6362       | 1908600         |
|                                               | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam. Ext 25     | m      | 2600  | 1672          | 2006    | 2107       | 16541200        |
|                                               | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 32,6/40 | m      | 600   | 3498          | 4198    | 4407       | 2644200         |
|                                               | Tuyaux PEHD couronnés 100M diam.ext 40,8/50 | m      | 400   | 5302          | 6362    | 6681       | 2672400         |
|                                               | Tuyaux galvanisés ISO II 33/42              | 6m     | 4     | 50100         | 60120   | 66132      | 264528          |
|                                               | Reduction plast à serrer 32/25              | Unité  | 5     | 6270          | 7524    | 7900       | 39500           |
|                                               | Reduction plast à serrer 40/32              | Unité  | 5     | 9034          | 10841   | 11383      | 56915           |
|                                               | Reduction plast à serrer 50/40              | Unité  | 2     | 13244         | 15893   | 16687      | 33374           |
|                                               | Reduction plast à serrer 40/25              | Unité  | 1     | 8910          | 10692   | 11227      | 11227           |
|                                               | Reduction plast à serrer 50/32              | Unité  | 2     | 15000         | 18000   | 18900      | 37800           |
|                                               | Tés égaux à serrer 40                       | Unité  | 4     | 15700         | 18840   | 19782      | 79128           |
|                                               | Tés égaux à serrer 50                       | Unité  | 2     | 22814         | 27377   | 28746      | 57492           |
|                                               |                                             |        |       |               |         |            | <b>24346364</b> |
| Bornes fontaines                              | Sable                                       | daba   | 168   |               |         | 150        | 25200           |
|                                               | Ciment CPA 45 Sac de 50Kg                   | Sacs   | 24    | 14167         | 17000   | 18700      | 448800          |
|                                               | Briques                                     | nb     | 5400  |               |         | 30         | 162000          |
|                                               | Tube galva 1,20m                            | 6m     | 2     | 7300          | 8760    | 9636       | 19272           |
|                                               | Tube galva 1,40m                            | Unité  | 7     | 2100          | 2520    | 2772       | 19404           |
|                                               | Robinet de puisage en laiton 20/27          | Unité  | 7     | 17000         | 20400   | 21420      | 149940          |
|                                               | Coude 90° galva 20/27                       | Unité  | 14    | 2992          | 3690    | 3770       | 52780           |
|                                               | Bouchon galva fileté 20/27                  | Unité  | 3     | 1460          | 1752    | 1840       | 5520            |
|                                               | SR 13 plast à serrer 25                     | Unité  | 7     | 3300          | 3960    | 4158       | 29106           |
|                                               | Tuyaux PEHD 50                              | m      | 175   | 5305          | 6366    | 6684       | 1169700         |
|                                               | Manchon galva 20/27                         | Unité  | 7     | 1408          | 1690    | 1775       | 12425           |
|                                               |                                             |        |       |               |         |            | <b>2094147</b>  |

Tableau n°45 : détail des prix des ouvrages pour l'AEPR

## N°12 DETAIL DE PRIX DES DIVERSES FOURNITURES POUR L'AEPP

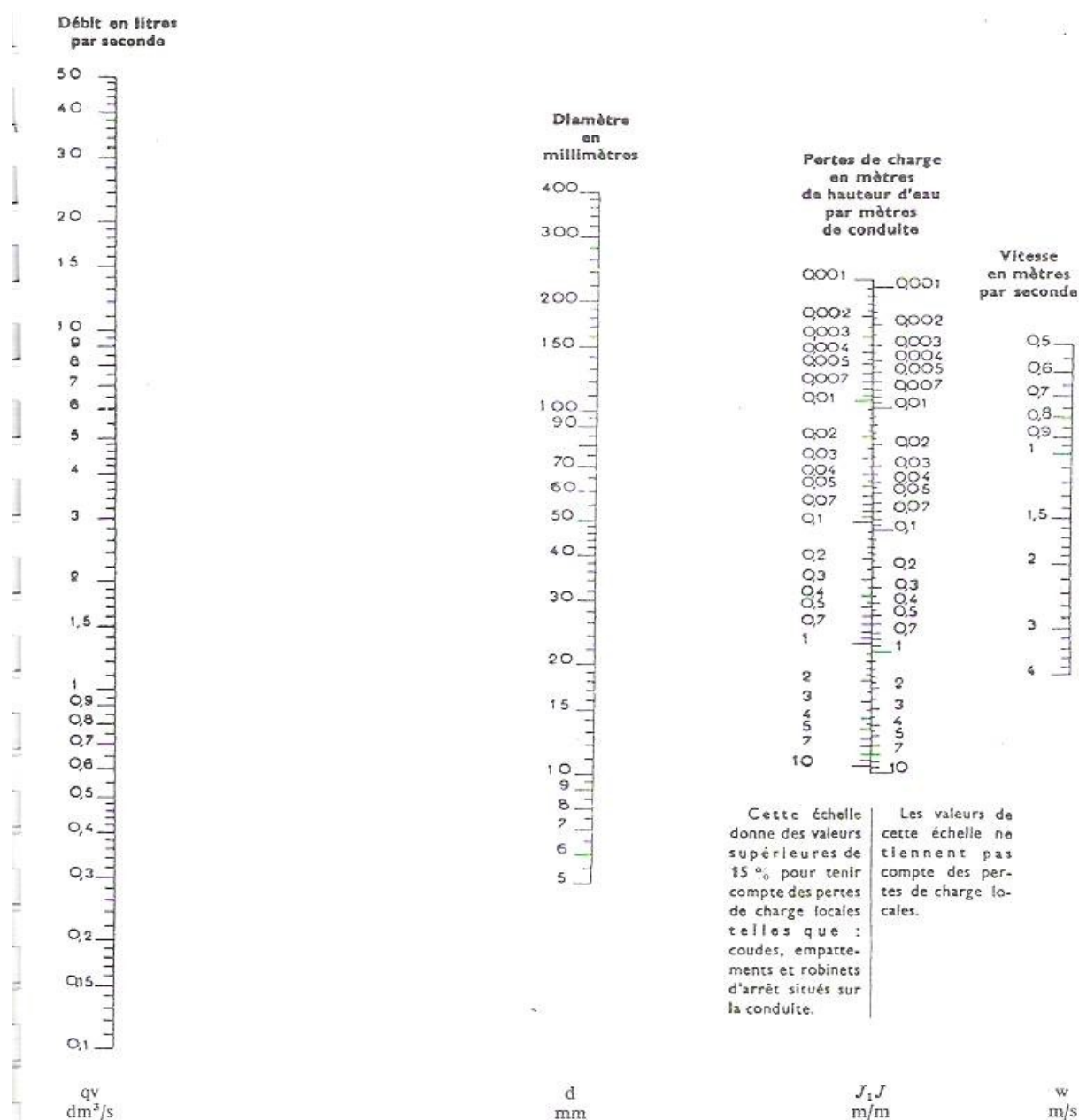
|                      | Designations           | Unités     | Cons. | PRIX UNITAIRE |       | Rendu Mag. | PRIX TOTAL    |
|----------------------|------------------------|------------|-------|---------------|-------|------------|---------------|
|                      |                        |            |       | HT            | TTC   |            |               |
| Fournitures diverses | Caillasse              | daba       | 140   |               |       | 150        | 21000         |
|                      | madriers               | Unité      | 2     |               |       | 8000       | 16000         |
|                      | chevrons               | Unité      | 28    |               |       | 400        | 11200         |
|                      | Charnières             | l          | 34    |               |       | 400        | 13600         |
|                      | Huile de vidange       | Unité      | 28    |               |       | 400        | 11200         |
|                      | Blocage                | charrette  | 4     |               |       | 5000       | 20000         |
|                      | fils recuits           | kg         | 10    | 3500          | 4200  | 4620       | 46200         |
|                      | Pointe TP50            | kg         | 10    | 3000          | 3600  | 3960       | 39600         |
|                      | PointeTP60             | kg         | 5     | 3000          | 3600  | 3960       | 19800         |
|                      | Pointe TP80            | kg         | 5     | 3000          | 3600  | 3960       | 19800         |
|                      | Pointe TP100           | kg         | 5     | 3000          | 3600  | 3960       | 19800         |
|                      | Fillasse               | poupée     | 1     | 5200          | 6240  | 6864       | 6864          |
|                      | Teflon                 | Unité      | 6     | 750           | 900   | 990        | 5940          |
|                      | Lame de scie           | Unité      | 10    | 1800          | 2160  | 2376       | 23760         |
|                      | Colle grifix           | tube       | 3     | 5200          | 6240  | 6864       | 20592         |
|                      | Peinture à l'eau 4kg   | boîte      | 4     | 12500         | 15000 | 16500      | 66000         |
|                      | Peinture à l'huile 1kg | boîte      | 4     | 9000          | 10800 | 11880      | 47520         |
|                      | Sikalite               | sachet 5kg | 5     | 7500          | 9000  | 9900       | 49500         |
|                      | Rouleau à peindre      | Unité      | 4     | 6000          | 7200  | 7920       | 31680         |
|                      |                        |            |       |               |       |            | <b>490056</b> |

Tableau n°46 ; détail des prix des diverses fournitures pour l'AEPP

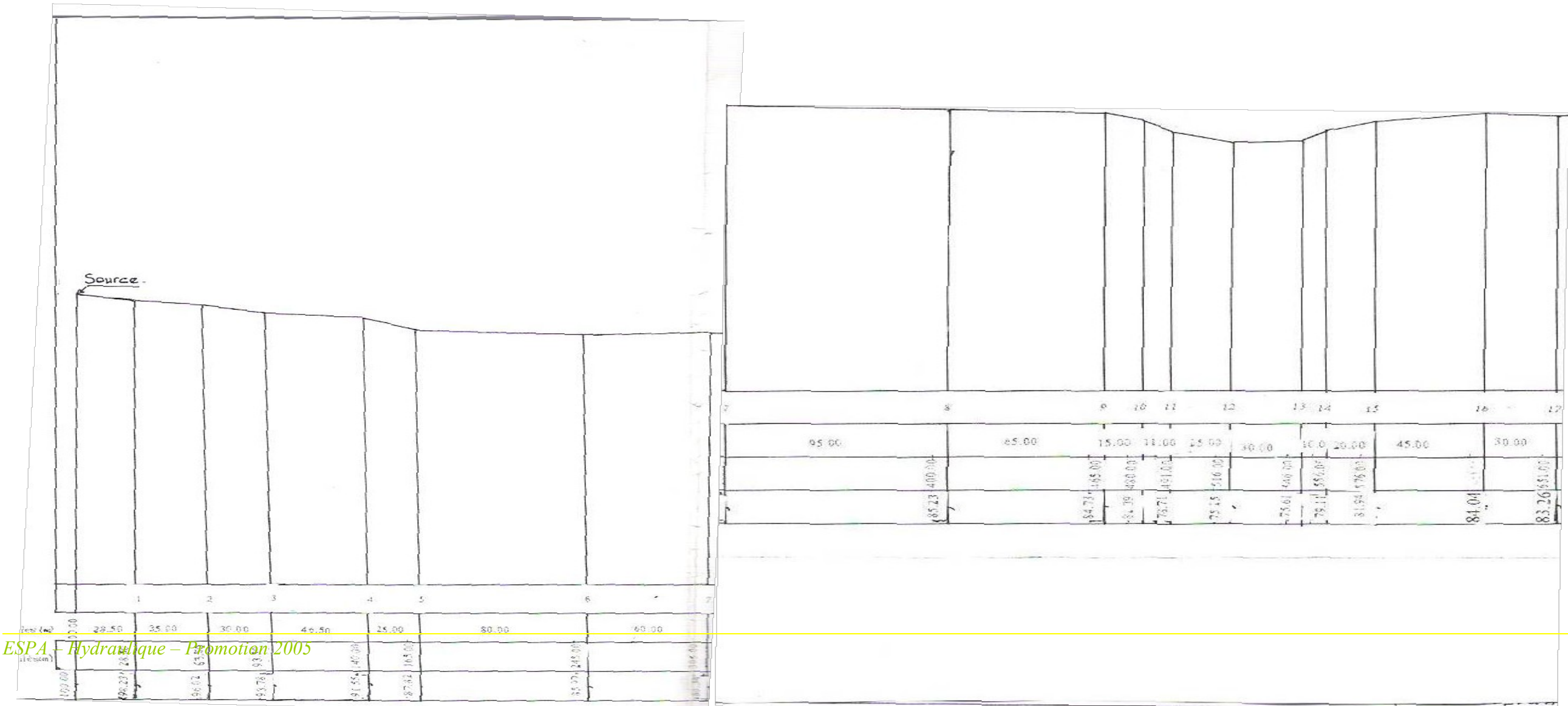
## N°13 DETAIL DE PRIX DES DIVERSES FOURNITURES POUR L'AEPR

|                      | Designations           | Unités     | Cons. | PRIX UNITAIRE |       | Rendu Mag. | PRIX TOTAL    |
|----------------------|------------------------|------------|-------|---------------|-------|------------|---------------|
|                      |                        |            |       | HT            | TTC   |            |               |
| Fournitures diverses | Caillasse              | daba       | 140   |               |       | 150        | 21000         |
|                      | madriers               | Unité      | 2     |               |       | 8000       | 16000         |
|                      | chevrons               | Unité      | 28    |               |       | 400        | 11200         |
|                      | Charnières             | l          | 34    |               |       | 400        | 13600         |
|                      | Huile de vidange       | Unité      | 28    |               |       | 400        | 11200         |
|                      | Blocage                | charrette  | 4     |               |       | 5000       | 20000         |
|                      | fils recuits           | kg         | 10    | 3500          | 4200  | 4620       | 46200         |
|                      | Pointe TP50            | kg         | 20    | 3000          | 3600  | 3960       | 79200         |
|                      | PointeTP60             | kg         | 10    | 3000          | 3600  | 3960       | 39600         |
|                      | Pointe TP80            | kg         | 10    | 3000          | 3600  | 3960       | 39600         |
|                      | Pointe TP100           | kg         | 5     | 3000          | 3600  | 3960       | 19800         |
|                      | Fillasse               | poupée     | 1     | 5200          | 6240  | 6864       | 6864          |
|                      | Teflon                 | Unité      | 6     | 750           | 900   | 990        | 5940          |
|                      | Lame de scie           | Unité      | 10    | 1800          | 2160  | 2376       | 23760         |
|                      | Colle grifix           | tube       | 5     | 5200          | 6240  | 6864       | 34320         |
|                      | Peinture à l'eau 4kg   | boîte      | 10    | 12500         | 15000 | 16500      | 165000        |
|                      | Peinture à l'huile 1kg | boîte      | 10    | 9000          | 10800 | 11880      | 118800        |
|                      | Sikalite               | sachet 5kg | 10    | 7500          | 9000  | 9900       | 99000         |
|                      | Rouleau à peindre      | Unité      | 8     | 6000          | 7200  | 7920       | 63360         |
|                      |                        |            |       |               |       |            | <b>834444</b> |

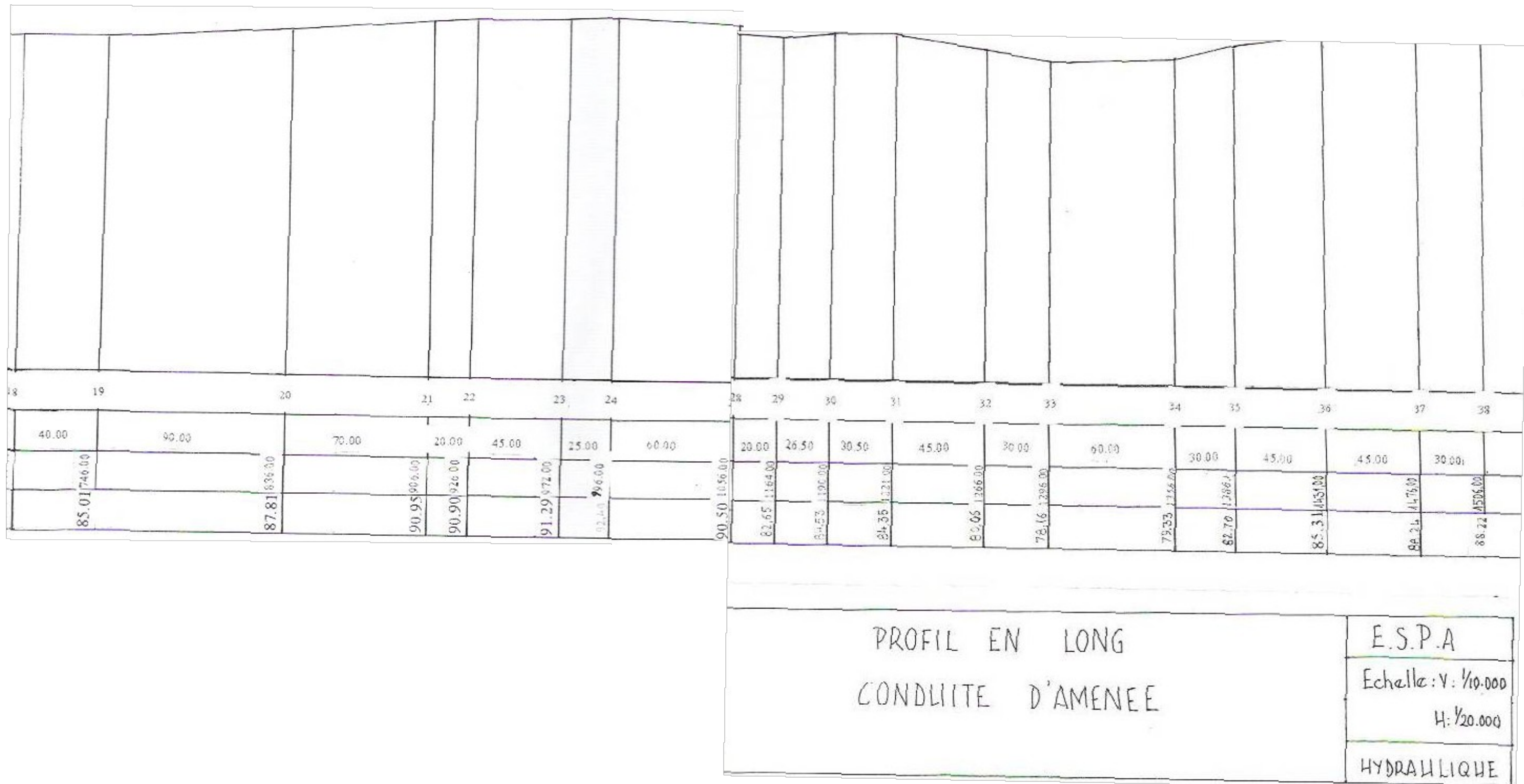
Tableau n°47 : détail des prix des diverses fournitures pour l'AEPR

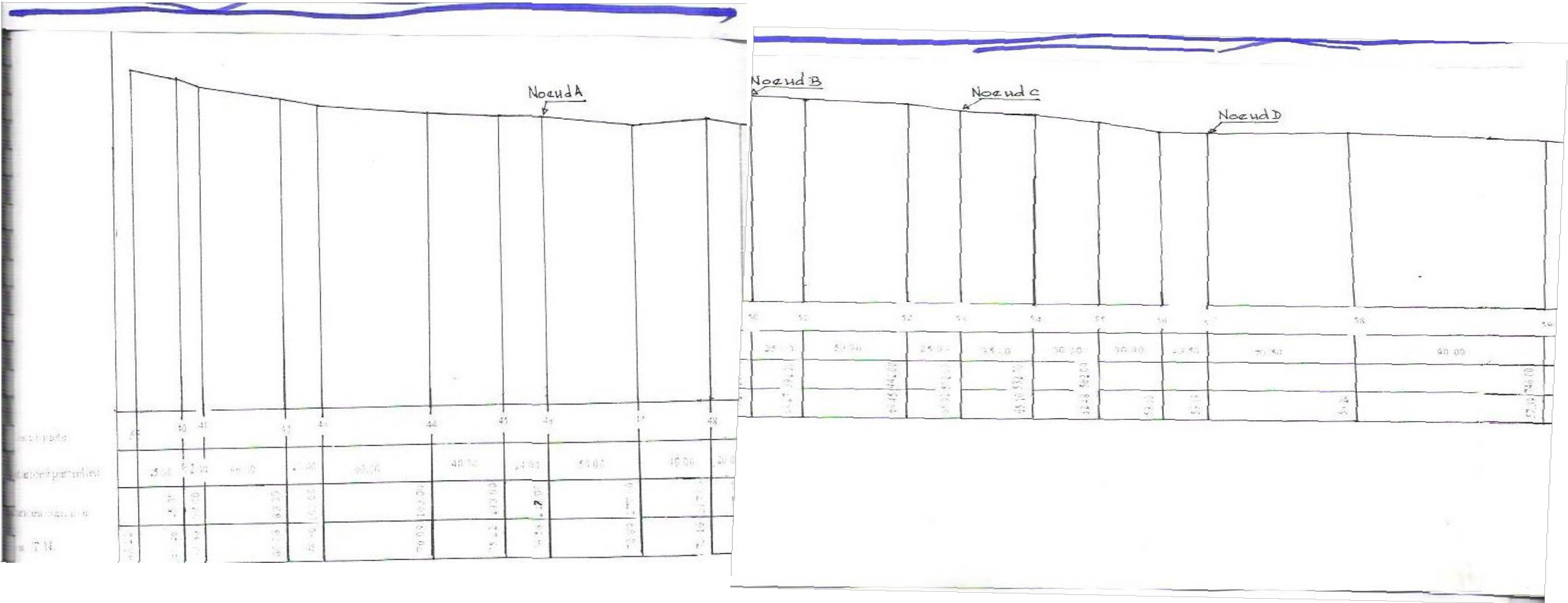


Norme française NF P 41-205 (mai 1950), 7<sup>e</sup> tirage, août 1974, reproduite avec l'autorisation de l'Association Française de Normalisation. Seule fait foi la norme originale dans son édition la plus récente. Pour toute commande de normes, s'adresser à l'AFNOR, Tour Europe, Cedex 7, 92049 PARIS-LA DÉFENSE. Tél. 01 42 91 55 55.

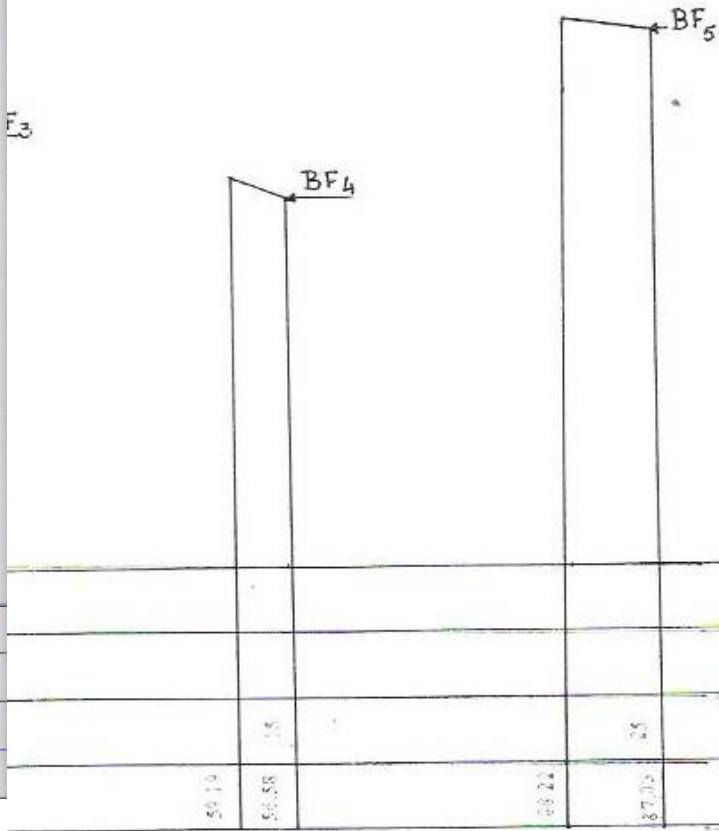
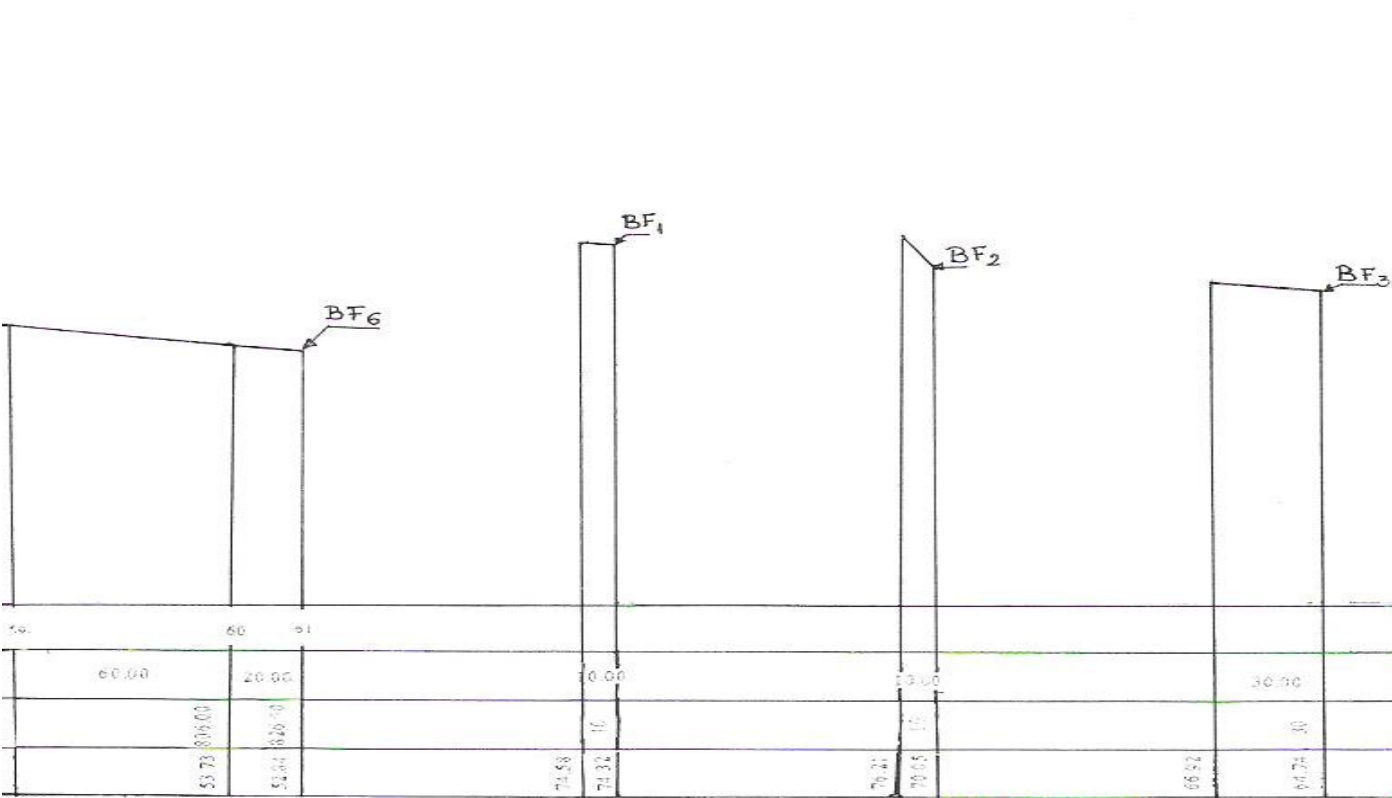








DE DISTRIBUTION



PROFIL EN LONG  
CONDUITE DE DISTRIBUTION

|                       |
|-----------------------|
| E.S.P.A               |
| Echelle : V: 1/10.000 |
| H: 1/20.000           |
| HYDRAULIQUE           |





**Nom :** RAMIARISOANANAHARISOLO

**Prenoms :** RAOLIARISON Brizonila

**Titre :** ADDUCTION D'EAU POTABLE DE MERIKANJAKA : Etude de deux variantes

**Nombre de page** 124

**Nombre de tableau :** 47

**Résumé :**

Le mémoire contribue à l'étude des variants d'alimentation en eau potable du village de Merikanjaka constituant environ 750 habitants dont les principales activités sont : l'agriculture et l'élevage.

L'étude et les travaux ont été confiés à CARITAS madagascar. Deux solutions ont été envisagées :

- un système d'adduction gravitaire constitué par : deux mini-barrages de captage, un bac de réunification, une conduite d'amenée de 1506m de long, un réservoir de 11 m<sup>3</sup> de volume, des réseaux de distribution et 6 bornes fontaines
- un système d'adduction par refoulement composé d'un ouvrage de captage du lac, d'une station de traitement, d'un réservoir tapon, d'une pompe de refoulement assurant 11m<sup>3</sup>/h d'une conduite de refoulement et d'un réservoir avant les réseaux de distribution.
- Après avoir effectué les études des deux variantes, on a choisi le système d'adduction par gravité,

**Mots clés :** ressources en eau adduction, eau potable, gravitaire, refoulement, station :

**Directeur du mémoire :** Monsieur RAKOTOMALALA Philémon, chef de département du secteur développement à la CARITAS /

**Adresse :** RAMIARISOANANAHARISOLO Raoliarison Brizonila  
Lot II N 184 M bis Analamahitsy  
101 antananarivo

E-mail : [ramiarisoananaharisololo@yahoo.fr](mailto:ramiarisoananaharisololo@yahoo.fr)