

SOMMAIRE

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES CARTES

LISTE DES IMAGES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES GRAPHERS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES PHOTOS

AVANT-PROPOS

INTRODUCTION

PARTIE I : PRESENTATIONS ET GENERALITES

Chapitre 1: Présentations et généralités

Chapitre 2: Contexte socio-économique

Chapitre 3: Situations actuelles à Andranomadio et Soavinarivo en termes d'eau potable, assainissement et hygiène

Chapitre 4: Solutions adoptées dans ce projet pour améliorer l'accès en EPAH des habitants d'Andranomadio et de Soavinarivo

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE L'INSTALLATION DU PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE

Chapitre 5: Evaluation de la demande en eau à l'horizon du projet

Chapitre 6: Etude pluviométrique et hydrologique

Chapitre 7: Dimensionnement des ouvrages hydrauliques

Chapitre 8: Modélisation avec le logiciel EPANET 2.0

Chapitre 9: Mesures de protection et gestion de conservation du système d'AEPAH

PARTIE III : ETUDE FINANCIERE ET ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET

Chapitre 10: Etude économique et financière

Chapitre 11: Etude d'impact environnemental

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIES

COURS

ANNEXES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP : Approvisionnement en Eau Potable
 AC : Agent Communautaire
 AEPG : Adduction d'Eau Potable Gravitaire
 AEPAH : Adduction d'Eau Potable, Assainissement et Hygiène
 APD : Avant-Projet Détaillé
 APS : Avant-Projet Sommaire
 AUE : Association des Usagers de l'Eau
 BA : Béton Armé
 BD : Base des Données
 BF : Borne Fontaine
 BV: Bassin Versant
 CSB : Centre de Santé de Base
 CC : Comité de Contrôle
 CTGREF : Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêts d'Anthony
 C.R. : Commune Rurale
 CEG : Collège d'Enseignement Général
 CPE : Comité de Point d'Eau
 DLM : Dispositif de Lavage des Mains
 DLSH : Douche et Latrine Scolaire Hygiénique
 D.N : Diamètre Nominale
 EAH : Eau, Assainissement et Hygiène
 EIE : Etude d'Impact Environnemental
 EPC : Ecole Primaire Catholique
 EPP : Ecole Primaire Publique
 ECAR : Eglise Catholique Apostolique Romaine
 ESPA : Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
 FTM: Foibe Tao-tsaritanin'i Madagasikara
 FJKM: Fianganon'i Jesoa Kristy eto Madagascar
 GPS: Global Positioning System
 IEC: Information, Education, Communication
 IST : Infection Sexuellement Transmissible
 JIRAMA: Jiro sy Rano Malagasy
 LS : Latrine Scolaire
 MECIE: Mise en Compatibilité des Investissements à l'Environnement
 MO : Main d'Œuvre
 OMD : Objectifs du Millénaire pour le Développement
 ONG : Organisme Non Gouvernementale
 PN : Pression Nominale
 PGEP : Plan de Gestion Environnementale du Projet
 PPOC : Périmètre de Protection des Ouvrages de Captage
 PVC : Polychlorure de vinyle
 PU : Prix Unitaire

PEHD : Polyéthylène Haute Densité
 RN : Route Nationale
 RNC : Route Nationale Communale
 RNP : Route Nationale Principale
 RNM : Radio Nasionaly Malagasy
 RDC : Renforcement De Capacité
 SIDA : Syndrome d'Immuno Déficience Acquise
 TRI: Taux de Rentabilité Interne
 TTC: Toutes Taxes Comprises
 TVA: Taxes sur les Valeurs Ajoutées
 TVM : Televisiona Malagasy
 VAN: Valeur Actuelle Nette
 VAM : Valeur Maximale Admissible pour eau potable
 WASH: Water, Sanitation and Hygiene

LISTE DES CARTES

<i>Carte 1 : Localisation de la zone d'étude</i>	4
<i>Carte 2 : voies d'accès dans la zone d'étude</i>	6
<i>Carte 3 : Géologie de la zone d'étude</i>	8
<i>Carte 4 : Ressources hydrographiques de la zone</i>	9
<i>Carte 5 : Pédologie de la zone</i>	10
<i>Carte 6 : Occupation de sol</i>	11

LISTE DES IMAGES

<i>Image 1: Aperçu de la zone d'étude par image satellite</i>	5
<i>Image 2 : localisation des sources communautaires à Andranomadio</i>	18
<i>Image 3 : Délimitation du bassin versant</i>	36

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1: Schéma type de latrine</i>	26
<i>Figure 2 : Exemple de décomposition du seuil</i>	46
<i>Figure 3 : Réseau ramifié</i>	61
<i>Figure 4 : Réseau maillé</i>	61
<i>Figure 5 : Pose des conduites</i>	62
<i>Figure 6 : Interface du logiciel EPANET</i>	71
<i>Figure 7: Schéma illustratif de la loi des nœuds et la loi des mailles dans un réseau d'eau potable</i>	72
<i>Figure 8: Editeur de données sur les vannes</i>	78
<i>Figure 9 : Editeur de courbe caractéristique d'une pompe</i>	79
<i>Figure 10 : Editeur de courbe de modulation</i>	80
<i>Figure 11 : Résultats graphiques de la simulation du réseau d'Andranomadio et de Soavinarivo à 12h avec EPANET</i>	82
<i>Figure 12 : Echelle de pression</i>	82

<i>Figure 13 : Echelle de vitesse.....</i>	83
<i>Figure 14 : Profil type du barrage</i>	v

LISTE DES GRAPHES

<i>Graphe 1: Pourcentage de répartition de la population</i>	12
<i>Graphe 2 : histogramme de variation des apports quinquennaux secs mensuels moyens</i>	42

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1 : Caractéristiques du climat de la zone d'étude</i>	7
<i>Tableau 2 : Répartition de la population du Fokontany d'Andranomadio, par classe d'âge et par sexe</i>	12
<i>Tableau 3: Répartition de la population du Village de Soavinarivo, par classe d'âge et par sexe</i>	12
<i>Tableau 4: Nombre d'élèves et enseignants de chaque établissement scolaire</i>	13
<i>Tableau 5 : Cordonnées des puits communautaires d'Andranomadio</i>	16
<i>Tableau 6 : Coordonnées géographiques de la source et du barrage de la JIRAMA.....</i>	21
<i>Tableau 7 : Résultats des mesures de débit</i>	21
<i>Tableau 8 : Normes physico-chimiques de l'eau selon l'Etat Malagasy.....</i>	22
<i>Tableau 9 : Résultats d'analyse de la source d'Ambohiby.....</i>	24
<i>Tableau 10: Matériaux locaux existant.....</i>	28
<i>Tableau 11: Projection du nombre de la population d'Andranomadio et de Soavinarivo à l'horizon du projet</i>	30
<i>Tableau 12: Projection du nombre d'élèves sur 15 ans</i>	31
<i>Tableau 13: répartition des utilisateurs d'eau</i>	31
<i>Tableau 14 : Répartition des besoins en eau suivant la localité</i>	32
<i>Tableau 15 : Table de GAUSS</i>	33
<i>Tableau 16 : Pluviométries quinquennales et décennales sèches.....</i>	34
<i>Tableau 17: Pluies maximales journalières</i>	35
<i>Tableau 18 : Caractéristiques du bassin versant.....</i>	39
<i>Tableau 19: Débit spécifique de différentes fréquences de la station hydrométrique de Tsiribihina à Betomba</i>	40
<i>Tableau 20 : Apports annuels du bassin versant par la méthode de station de référence</i>	40
<i>Tableau 21 : Coefficients de répartition mensuelle d'ALDEGHERI</i>	40
<i>Tableau 22 : Apports moyens mensuels du BV par la méthode de station de référence</i>	41
<i>Tableau 23 : Apports quinquennaux secs mensuels du BV par la méthode de station de référence</i>	41
<i>Tableau 24 : Apports annuels du bassin versant par la méthode CTGREF</i>	41
<i>Tableau 25 : Apports moyens mensuels du BV par la méthode CTGREF</i>	41
<i>Tableau 26 : Apports quinquennaux secs mensuels du BV par la méthode CTGREF</i>	42
<i>Tableau 27 : Apports quinquennaux secs mensuels moyens à l'exutoire.....</i>	42
<i>Tableau 28 : crue quinquennale humide.....</i>	44
<i>Tableau 29 : crue décennale humide.....</i>	44
<i>Tableau 30 : Résultats du calage hydraulique par Excel pour déterminer L1 et L2</i>	47
<i>Tableau 31 : Résultats du calage hydraulique par Excel pour déterminer h'</i>	48

Tableau 32 : Résultats du calage hydraulique par Excel pour déterminer la hauteur d'eau en aval du barrage	49
Tableau 33 : Caractéristiques du barrage	49
Tableau 34 : Caractéristiques du bassin de dissipation	50
Tableau 35 : Vitesse de décantation	53
Tableau 36 : Caractéristiques du décanteur	54
Tableau 37 : Caractéristiques du bac à filtre	54
Tableau 38 : Caractéristiques des brises charges	55
Tableau 39 : Coordonnées de l'emplacement des brises charges	55
Tableau 40 : Altitudes et coordonnées de l'emplacement des réservoirs	57
Tableau 41 : Capacité théorique des réservoirs	58
Tableau 42 : Capacité des réservoirs selon la méthode de Caritas Madagascar	58
Tableau 43 : Calcul du moment de renversement dû au vent	59
Tableau 44 : Calculs hydrauliques des conduites d'amenées et des réseaux de distribution	66
Tableau 45 : Coefficients de perte de charge singulière K pour quelques obstacles utilisés dans EPANET	74
Tableau 46 : Coefficients de rugosité ε de Darcy-Weisbach utilisés dans EPANET	77
Tableau 47 : Coût total du projet	85
Tableau 48 : Répartition du financement des travaux	86
Tableau 49 : Dépenses de fonctionnement annuel	88
Tableau 50 : Calcul de la VAN	89
Tableau 51 : Identification des impacts	93
Tableau 52 : Attribution de notes aux impacts	96
Tableau 53 : Analyses des impacts	96
Tableau 54 : Mesures d'atténuation	99
Tableau 55 : Programme de suivi	100

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Ecole Primaire Catholique dans le Fokontany d'Andranomadio	14
Photo 2 : Vue extérieure du puits Photo 3 : Vue intérieure du puits	16
Photo 4 : Vue extérieure du puits communautaire d'Andranomadio	17
Photo 5 : Vue intérieure du puits communautaire d'Andranomadio	17
Photo 6 : La queue dans les puits communautaires d'Andranomadio	19
Photo 7 : Pompe manuelle de l'EPP d'Andranomadio	19
Photos 8 : Latrines à Andranomadio	20
Photo 9 : Dalles SANPLAT	26

AVANT-PROPOS

Contexte de l'étude

En termes d'accès en eau potable, assainissement et hygiène, Madagascar fait partie des pays qui possèdent un taux très faible. Selon le Ministère de l'eau, le taux d'accès à l'eau potable pour Madagascar était seulement de 45% en 2012.

Afin d'améliorer la vie de la population pauvre et vulnérable Malagasy, WaterAid engage un nouveau défi « Everyone, Everywhere 2030 » qui consiste à augmenter les efforts déjà entrepris afin de fournir à chaque citoyen l'accès à l'eau potable, et à un système d'assainissement approprié à l'hygiène, à l'horizon de 2030.

S'alignant à cet objectif global mondial, WaterAid Madagascar développe ses impacts en augmentant les nombres d'approches, de recherches, de régions d'intervention et des partenaires de réalisation.

Pour cette année fiscale 2014-2015, en partenariat avec DIORANO-WASH et l'ONG Caritas Madagascar, les actions de WaterAid Madagascar se concentreront dans la Région Bongolava, dans laquelle se trouve la Commune de Tsiroanomandidy Fihaonana, qui possède un taux d'accès en eau potable, en assainissement et en hygiène très faible, et où la dégradation de l'environnement de la région est accélérée.

Ainsi, le Fokontany d'Andranomadio et le Village de Soavinarivo ont été choisis dans la Commune Rurale de Tsiroanomandidy Fihaonana pour bénéficier de ce projet d'approvisionnement en eau potable, assainissement et hygiène, dans le cadre du projet de Wateraid Madagascar.

Objets de l'étude

L'objectif principal de ce mémoire est de faire l'étude concernant l'approvisionnement en potable, assainissement et hygiène dans les deux sites cités ci-dessus.

En effet, ce mémoire constitue les études techniques à propos des solutions apportées par le projet pour les deux localités cibles, à partir des données en EAH fiable et utilisable afin de produire des résultats de calcul et d'analyse permettant les précisions sur les interventions à proposer et garantissant les facilités dans les prises de décisions.

Enfin, les résultats et produits finaux des études seront utilisés par WaterAid Madagascar et l'ONG Caritas Madagascar dans la mise en œuvre du projet.

INTRODUCTION

Le secteur eau, assainissement et hygiène se présente comme l'un des principaux défis pour Madagascar car le pays figure parmi les plus en retard dans le monde. Ce retard s'explique surtout en milieu rural par l'insuffisance de l'effort pour passer à l'échelle.

Plusieurs raisons expliquent le fond du problème qui se focalise surtout autour de la désorganisation du cadre institutionnel et au manque de ressources budgétaires de l'Etat Malagasy consacrées à ce secteur.

Pour le cas du Fokontany d'Andranomadio et le Village de Soavinarivo, le taux d'accès en potable est très faible voire même nul. De plus, le taux d'accès en assainissement est seulement de 30% entraînant un manque d'hygiène.

Ce contexte nous conduit vers la problématique suivante : « Quelles solutions doit-on apporter pour améliorer l'accès en EAH dans le Fokontany d'Andranomadio et le Village de Soavinarivo? ».

C'est la raison pour laquelle ce thème a été choisi, qui s'intitule « **ETUDE INTEGREE D'INTERVENTIONS EN EAU POTABLE, ASSAINISSEMENT ET HYGIENE DANS LE FOKONTANY D'ANDRANOMADIO ET LE VILLAGE DE SOAVINARIVO, COMMUNE RURALE DE TSIROANOMANDIDY FIHAONANA** ».

Pour mieux comprendre le thème, ce document comportera trois grandes parties :

- La partie I constitue la présentation et généralités sur la zone d'étude, les problèmes rencontrés par la population sur place, et les solutions apportées dans ce projet;
- La partie II comporte les études techniques de l'installation des ouvrages d'adduction d'eau potable et la simulation avec le logiciel EPANET 2.0 ;
- La partie III concerne l'étude financière et l'étude d'impact environnemental du projet.

PARTIE I : PRESENTATIONS ET GENERALITES

Chapitre 1 : Localisation et présentation de la zone d'étude

I.1 Situation géographique

La Commune Rurale de Tsiroanomandidy Fihaonana, sur laquelle se focalisera l'étude, se trouve dans le District Tsiroanomandidy, Région Bongolava, Province d'Antananarivo.

La Commune compte seize (16) Fokontany, à savoir :

- Ambohiby ;
- Ampamoriana ;
- Amparihindrakotovao ;
- Ampasambazimba ;
- Analamarina Andrefana ;
- Andakana ;
- Andranoboahangy ;
- Andranomadio ;
- Ankaditapaka ;
- Antsampanimahazo ;
- Besaly Ambany ;
- Mahatsinjo Avaratra ;
- Morafeno Avaratra ;
- Soavimbahoaka ;
- Tsaratanana ;
- Tsinjorano.

Les zones qui seront touchés par le projet sont le Fokontany d'Andranomadio et le village de Soavinarivo, un hameau du Fokontany d'Ambohiby.

Le Fokontany d'Andranomadio est situé à l'extrême Sud-Est de la Commune de Tsiroanomandidy Fihaonana, sa distance avec le chef-lieu de Tsiroanomandidy Ville est de 8 [km], et se trouve à 203[Km] à l'Ouest d'Antananarivo suivant la route nationale RN1 Bis. Sa superficie est estimée à 2850[km²] environ. Et le village de Soavinarivo se trouve à 9[km] au Nord-Est du Fokontany d'Andranomadio suivant une piste en terre.

Géographiquement, le Fokontany d'Andranomadio est localisé à 46°4'46,7'' longitude Est et 18°49'13,8'' latitude Sud avec une altitude moyenne de 855m, et est repéré avec les coordonnées Laborde:

X= 361,592 [Km]

Y= 807,627 [Km]

Pour Soavinarivo, le village est repéré géographiquement à 46° 7'44,26" longitude Est et 18°49'29,07" latitude Sud, et est localisé avec les coordonnées Laborde:

X= 367,549 [Km]

Y= 807,443 [Km]

La carte suivante montre la location de la zone d'étude.

Carte 1 : Localisation de la zone d'étude

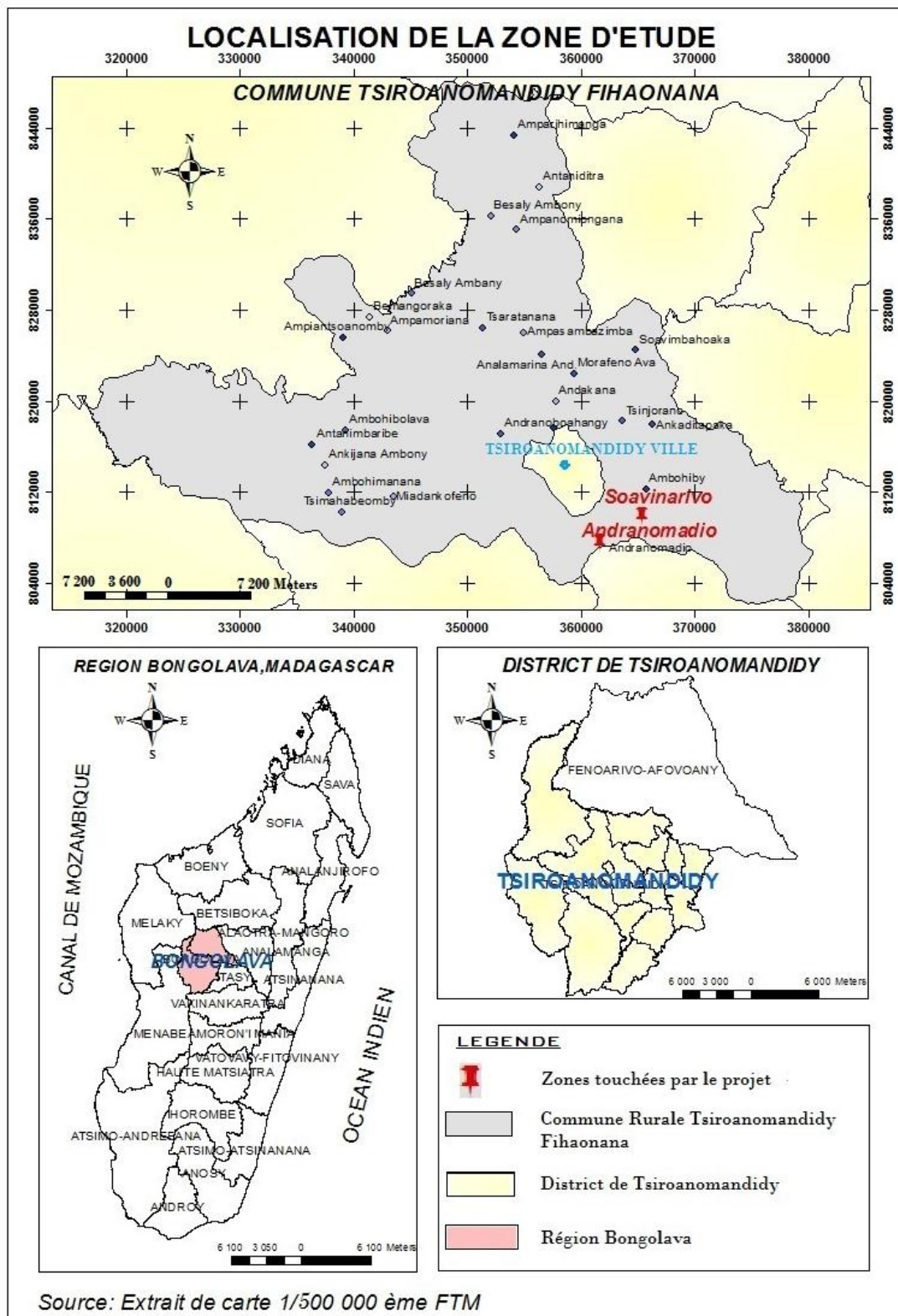


Image 1: Aperçu de la zone d'étude par image satellite



Source : extrait d'image par Google Earth

I.2 Voies de communication

I.2.1 Voies routières

Plusieurs catégories de routes passent dans la Commune de Tsiroanomandidy Fihaonana, à savoir :

➤ **Route Nationale Principale (RNP)**

La Route Nationale Principale ou Route Nationale, comme la RN1, une route bitumeux qui a pour itinéraire Antananarivo–Arivonimamo–Analavory–Tsiroanomandidy Fihaonana –Tsiroanomandidy;

➤ **Routes Nationales Communales (RNC)**

La Route Nationale Communale (RNC) : comme la RNC 1bis, une route bitumeux qui passe directement dans le Fokontany d'Andranomadio, et qui relie les Communes : Tsinjoarivo, Ambatolampy, Tsiroanomandidy Fihaonana, Tsiroanomandidy Ville ;

La RNC n°89, une route en terre auxiliaire, qui relie les Communes d'Ankerana Avaratra, Tsiroanomandidy Fihaonana sur le Fokontany d'Andranomadio et Tsiroanomandidy Ville ; Et la RNC n°107a, une route en terre secondaire, qui relie les Communes : Belobaka, miandrarivo et Tsiroanomandidy Fihaonana sur le Fokontany d'Andranomadio.

I.2.2 Voie aérienne

A 10 [km] du Fokontany d' Andranomadio se trouve l'aéroport local de Tsiroanomandidy Ville.

Carte 2 : Voies d'accès dans la zone d'étude



I.3 Contextes physiques

I.3.1 Climatologie et pluviométrie

Madagascar est soumis au climat de saison des pluies caractérisé par une alternance de saison pluvieuse (Novembre - Mars) et de saison sèche (Avril- Octobre), dont les précipitations varient d'une région à une autre.

Notre zone d'étude fait partie des Hauts Plateaux de Madagascar, elle comporte deux saisons bien marquées :

- La saison fraîche correspondant à l'hiver, de Mai à Octobre, régie par les alizés du Sud-Est apportant un vent frais d'abord humide sur la côte Est, devenant sec sur le reste de l'île. Seule la Côte-Est reçoit de la pluie et cette saison est aussi appelée « saison sèche ».
- La saison chaude en été ou saison des pluies, de Novembre à Avril, dominé par la Mousson du Nord-Ouest apportant la pluie sur l'ensemble du pays.

La zone comporte un régime climatique tropical d'altitude avec une pluviométrie moyenne annuelle estimée à 1632 [mm], et une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 22,2° C.

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

Les caractéristiques du climat et la précipitation de la zone relevée par la station météorologique de Tsiroanomandidy, sur une latitude 18° 45' sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : Caractéristiques du climat de la zone d'étude

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total ou moyen.
T° moyenne	23,8	23,7	23,6	23	21,2	19,3	19	20,1	21,9	23,7	23,9	24	22,2
Evapotransp. pot	99,2	86,1	91,6	78,5	63,3	49,1	51,3	56,6	71,7	93,9	97,8	103,2	942,3
Précipitation	380	336	264	83	12	6	6	8	21	62	157	297	1632
ETR	99,2	86,1	91,6	78,5	53	27	20	18	26	65	97,8	103,2	765,4

Source : Station météorologique de Tsiroanomandidy

- T° moyenne : Température moyenne,
- Evapotransp. Pot., ETP: Evapotranspiration Potentielle en [mm],
- ETR : Evapotranspiration Réelle en [mm],

I.3.2 Reliefs, topographies et paysages

La géomorphologie générale de la région est marquée par des surfaces d'aplanissement résultant de l'altération profonde des migmatites ou des gneiss d'âge précambrien. Ceux-ci se trouvent sur de vastes étendues, découpés en croupes de largeur variant entre 150[m] et plus de 900[m] selon le degré d'érosion régressive des cours d'eau.

Partout s'étend de large étendue de plateau succédé par des vallons et des thalwegs bien hiérarchisés. Au sommet du relief, on trouve des sols ferralitiques rajeunis.

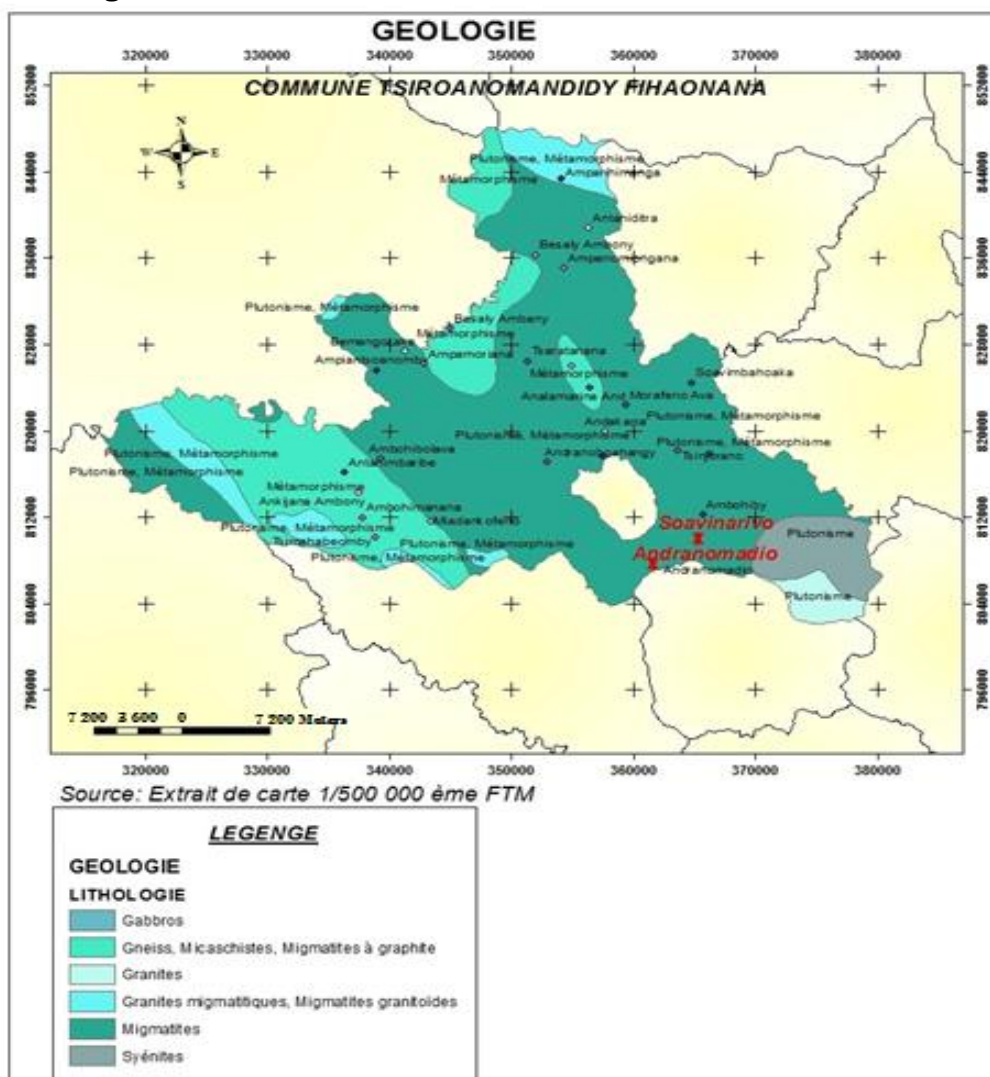
Sur les versants, suivant la vigueur de la pente et l'intensité des feux de brousse, sont fréquents les glissements de terrains, aboutissant à la formation de « lavaka » qui évoluent de manière régressive jusqu'à ce qu'ils soient stabilisés. Sur les bas-fonds, le relief est composé avec une altitude moyenne de 800[m]. Topographiquement, la zone possède une altitude moyenne de l'ordre de 900[m], avec un pic qui peut atteindre les 1500[m].

I.3.3 Géologie

La zone d'étude fait partie des régions du socle cristallin malagasy dont la géologie générale est marquée par la présence de roches cristallines de type métamorphique et plutonique fortement altérées, avec une géomorphologie dominée par des collines d'altérations, érodées et entaillées par des « lavaka », séparées par des vallées ou bas-fonds alluvionnaires.

Le sous-sol de la région, de par sa situation sur la bordure Nord-Ouest des Hautes Centrales, est généralement constitué de granites et migmatites. Du point de vue lithologique, la zone est marquée par la présence des gabbros, des granites, des gneiss, des micaschistes, des migmatites, des granites migmatiques et des syénites.

Carte 3 : Géologie de la zone d'étude



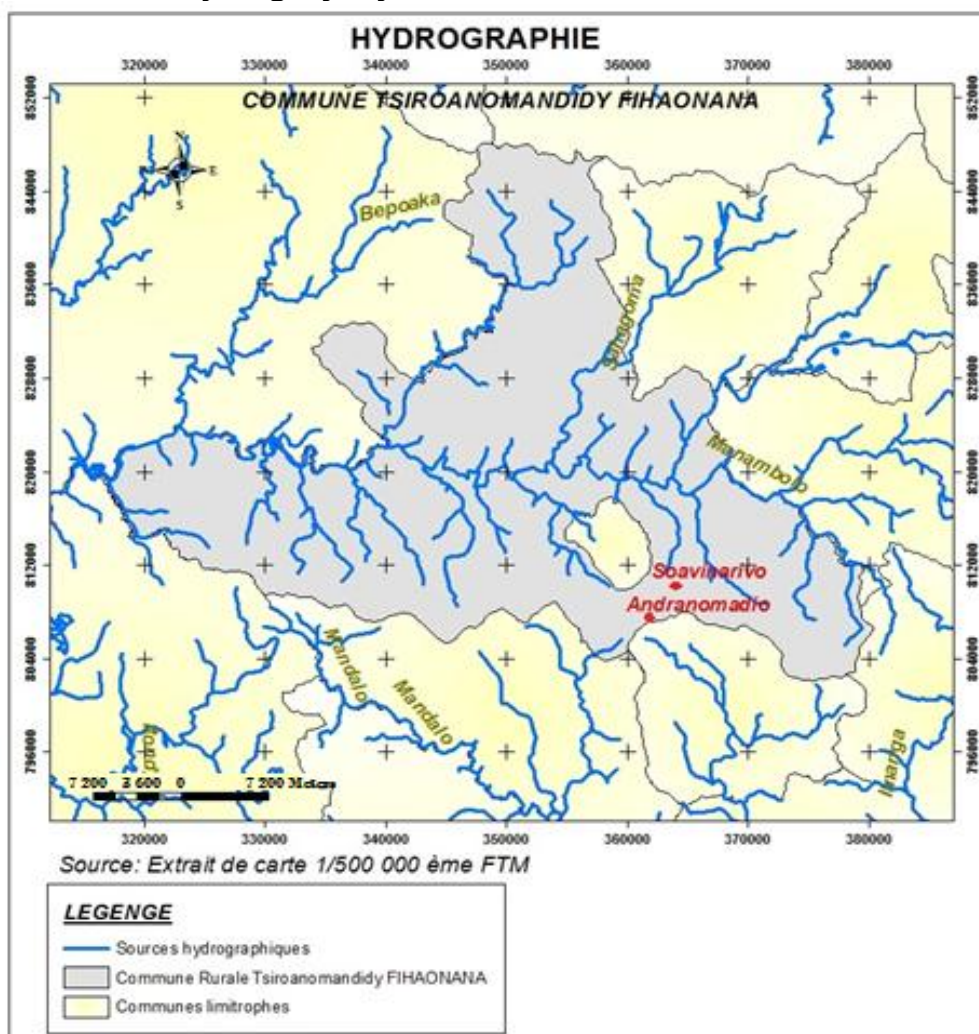
I.3.4 Contextes Hydrographique et Hydrogéologique

Une importante partie des principaux fleuves de Madagascar traverse la région de Bongolava, entre autres :

- La Mahajilo et ses affluents (la Mania, la Kitsamby, la Sakay qui traverse la commune d'Ankadinondry Sakay, limite orientale de la sous-préfecture de Tsiroanomandidy).
- La Manambolo et ses affluents qui prennent sa source dans la chaîne de l'ANKAROKA vers 1250[m] d'altitude à environ 25[km] au nord-est de Tsiroanomandidy.
- Le Kiranomena qui prend sa source à Firavahana traverse Fenoarivobe. Le Sandrozo traverse Kiranomena et Tsinjoarivo et se jette dans le Manambolo.

La région fait partie de la zone du socle cristallin à nappe de fissuration. Au-dessus du socle sain, en zone de transition avec l'horizon d'altération, existe un passage appelé « zone de fissuration du socle ». Cette partie est aussi un aquifère très important pouvant fournir des débits intéressants. La nappe de fissuration dispose d'une perméabilité de fissure qui est plus élevée que celle de la nappe d'altération.

Carte 4 : Ressources hydrographiques de la zone

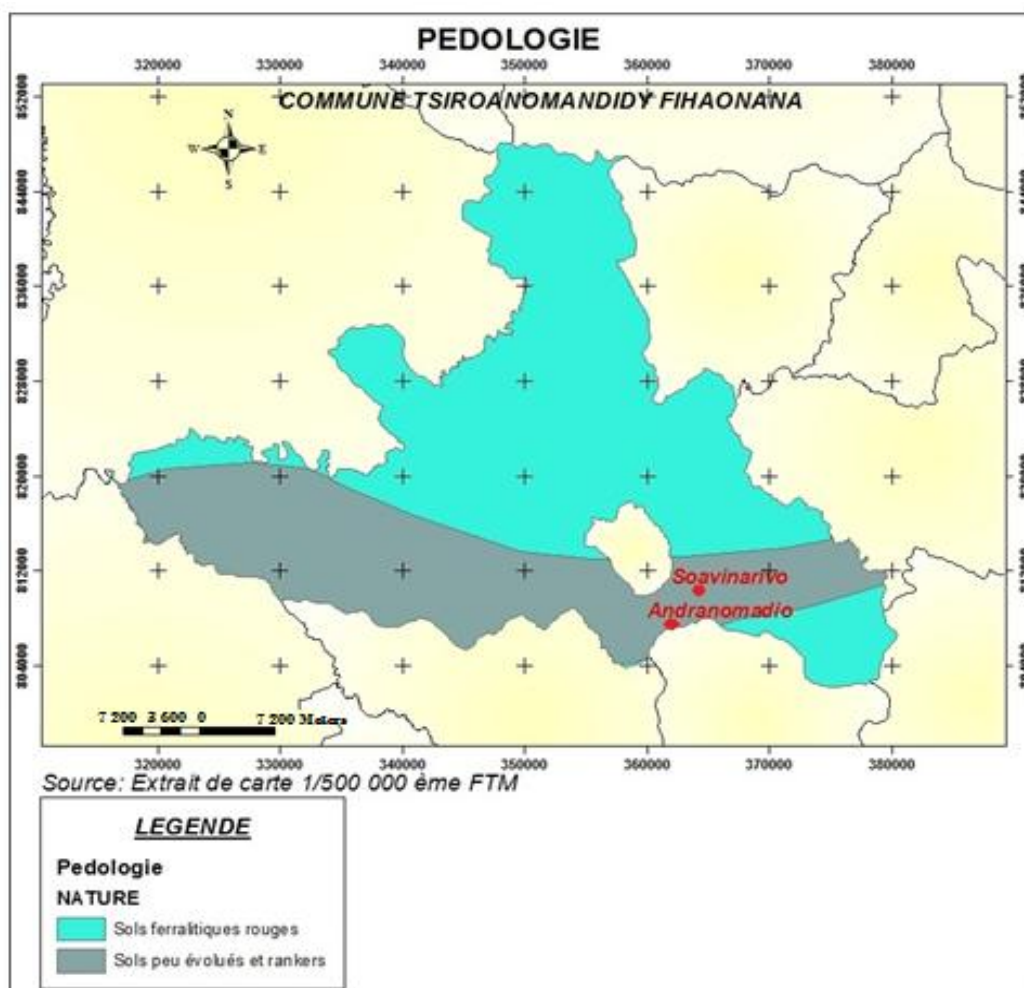


I.3.5 Sols et végétations

La Commune de Tsiroanomandidy Fihaonana est marquée par la dominance des sols ferralitiques couverts par de faible couverture végétale. Les sols ferralitiques couvrent une grande partie de la région. Ils sont d'évolution très diverses, allant des argiles latéritiques, relativement fertiles, jusqu'aux cuirasses des Tampoketsa, imperméables, dépouillées d'éléments utiles, crevassées de « lavaka ».

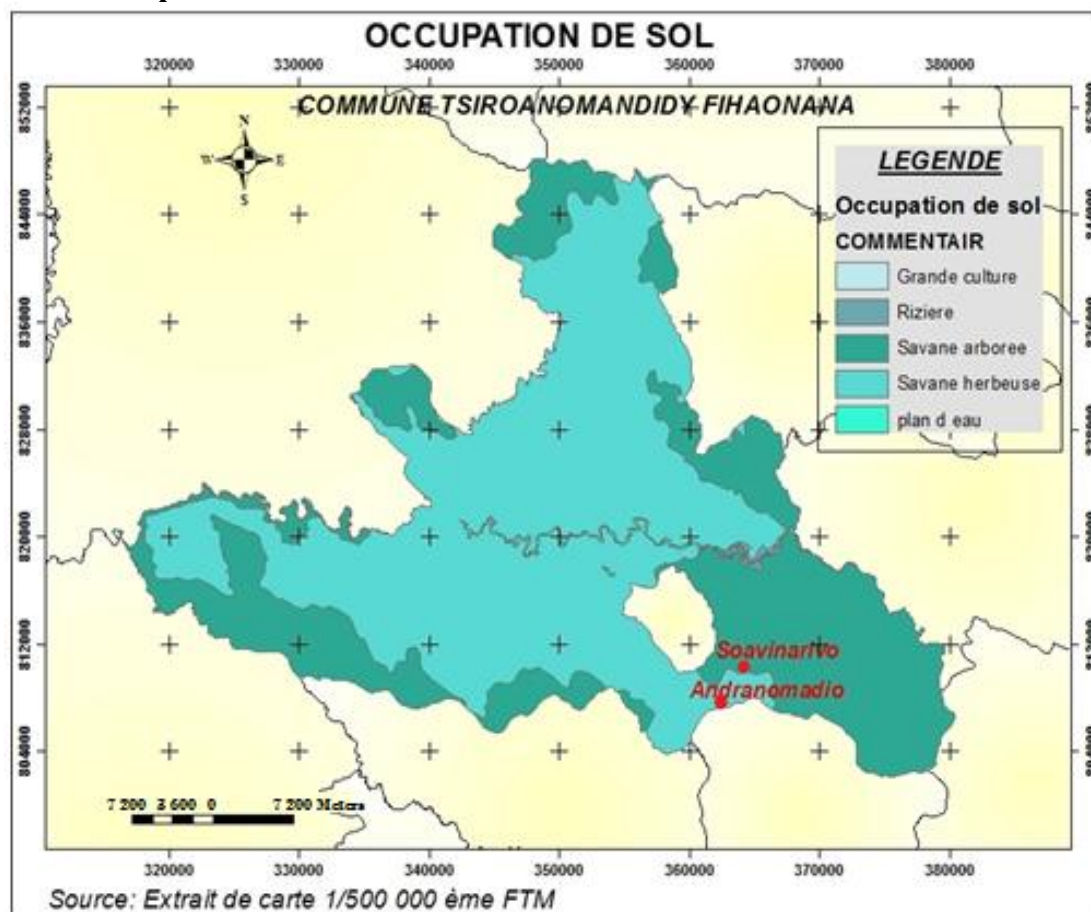
Dans l'ensemble, ces sols sont compacts et difficiles à travailler. Néanmoins, convenablement amendés, ils peuvent porter du maïs, du manioc, et peuvent se prêter à la culture de pommes de terre et à l'arboriculture. Les sols de « tanety » en table sont soit du type ferralitique brun jaune développés sur les surfaces d'aplanissement du tertiaire, soit du type ferralitique brun rouge formés à partir des glacis quaternaires. Ils sont reconnus pour leur bonne capacité d'échange et donnent en général de bons rendements aux cultures pluviales classiques de tanety. Les sols de bas-fonds sont du type hydromorphes minéraux à moyennement organiques aptes avant tout à la riziculture irriguée, puis aux cultures de contres saison (légumineuses, cultures maraîchères et fourragères), sous réserve de possibilités d'irrigation.

Carte 5 : Pédologie de la zone



Sur la végétation, la région est caractérisée par des formations graminéennes ou savanes. Dans les bas-fonds, on rencontre des marais à joncs et parfois à Viha, quelques vestiges de forêts galeries qui sont en voie de disparition.

Carte 6 : Occupation de sol

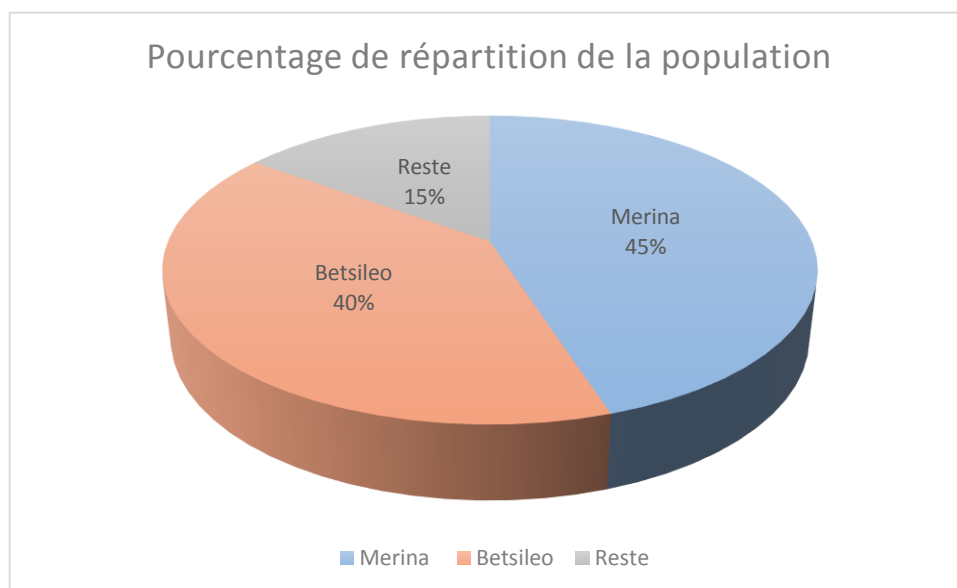


Chapitre 2 : Contexte socio-économique

II.1 Population

La population d'Andranomadio et de Soavinarivo est constituée d'un groupe cosmopolite à cause de la présence de différentes ethnies, à savoir :

- Les Merina,
- Les Betsileo,
- Les Sakalava,
- Les Antaisaka,
- Les Antandroy,
- Les Betsirebaka,
- Les Sihanaka.

Graph 1: Pourcentage de répartition de la population

Actuellement, le Fokontany d'Andranomadio compte environ 3020 habitants et 657 habitants pour de Soavinarivo. Ces habitants sont approximativement repartis en 720 ménages de taille moyenne de 6 personnes, avec un taux d'accroissement annuel de l'ordre de 2,8 %.

La répartition de la population par classe d'âge et par sexe est récapitulée dans les tableaux suivant :

Tableau 2 : Répartition de la population du Fokontany d'Andranomadio, par classe d'âge et par sexe

Age	Andranomadio		Total
	M	F	
[0 > 5[279	250	29
[5 -> 18[404	477	881
[18 -> 60[750	783	1533
plus de 60 ans	42	35	77
Total	1475	1545	3020

M : masculin, F : féminin

Tableau 3: Répartition de la population du Village de Soavinarivo, par classe d'âge et par sexe

Age	Soavinarivo		Total
	M	F	
[0 > 5[64	58	122
[5 -> 18[112	105	217
[18 -> 60[130	120	250
plus de 60 ans	36	32	68
Total	342	315	657

Source : Bureau du Fokontany d'Andranomadio et d'Ambohiby

II.2 Activités économiques

L'agriculture et l'élevage constituent les principales sources de revenu pour les 95% de la population. Les cultures vivrières et les légumes sont les plus pratiquées comme le riz, le maïs, le manioc, les haricots, les patates,....

La grande quantité de la production locale est vendue dans le marché de Tsiroanomandidy Ville.

La population d'Andranomadio et de Soavinarivo pratique aussi d'autres activités comme :

- Les activités commerciales comme les marchandises générales, les produits locaux, les marchands de bétails, de porcins, et de volailles,
- Les activités industrielles comme les rizeries et les décortiqueries.

II.3 Infrastructures scolaires

Comme le Fokontany d'Andranomadio est seulement à 8[km] de Tsiroanomandidy Ville, certaines familles envoient leurs enfants à Tsiroanomandidy pour étudier. Le reste est éduqué sur place car le Fokontany dispose de deux(2) écoles publiques, et d'une(1) école privée religieuse :

- Une Ecole Primaire Publique(EPP),
- Un collège d'Enseignement Général(CEG),
- Une Ecole Primaire Catholique(EPC).

Pour Andranomadio, le taux de scolarisation pour les enfants de classe d'âge primaire de 5 à 11 ans étant de 84,6%, et de 59,4% pour les classes d'âge secondaire de 12 à 16 ans, avec un taux d'alphabétisation des enfants estimé à 78,3%.

Pour Soavinarivo, le taux d'alphabétisation des enfants est faible par rapport à Andranomadio. Il est estimé à 52,7%, du fait que le village ne possède qu'un seul établissement scolaire, une EPC (Ecole Primaire Catholique), avec seulement deux(2) enseignants.

Le nombre d'élèves et enseignants pour chaque établissement scolaire est donné dans le tableau suivant :

Tableau 4: Nombre d'élèves et enseignants de chaque établissement scolaire

Localités	Infrastructures	Nombre d'élèves	Nombre d'enseignants
ANDRANOMADIO	EPP	511	4
	CEG	263	5
	EPC	326	3
SOAVINARIVO	EPC	82	2

La plupart de ces établissements scolaires sont de mauvais états comme la montre la photo ci-dessous.

Photo 1 : Ecole Primaire Catholique dans le Fokontany d'Andranomadio



Date de prise de la photo : 16/11/2013

II.4 Santé

Les maladies courantes qui affectent la population d'Andranomadio et de Soavinarivo sont la Paludisme, la Diarrhée, la Malnutrition et le Toux. Il existe aussi d'autres maladies comme les dermatoses, les tuberculoses et les bilharzioses dus à la pollution des eaux.

Face à ces maladies, la plupart des habitants sont obligés à rejoindre les Hôpitaux Publiques de Tsiroanoanomandidy Ville pour se faire soigner car il n'y a pas de Centre de Santé de Base (CSB) sur place. Néanmoins, le Fokontany d'Andranomadio dispose d'un cabinet médical privé et d'un agent vaccinateur.

II.5 Religion

On peut rencontrer plusieurs formes de religions à Andranomadio et Soavinarivo, comme:

- Les Eglises « FJKM » (Fiangonan'i Jesoa Kristy et Madagasikara), une à Andranomadio et une à Soavinarivo ;
- Les Eglises « ECAR » (Eglise Catholique Romaine), une à Andranomadio et une à Soavinarivo ;
- L'Eglise « JESOSY MAMONJY » à Andranomadio ;
- L'Eglise « ARA-PILAZANTSARA » à Andranomadio.

II.6 Communication et Information

Pour Andranomadio, les moyens de communication et information sont favorables car le Fokontany est électrifié par la JIRAMA (Jiro sy Rano Malagasy). Comme moyen d'Information, il y a la Radio Nationale Malgache (RNM), une radio locale «Radio Bongolava», et les autres Radios privées de Tsiroanomandidy Ville. Il y a aussi la Télévision Nationale Malgache (TVM), et une autre chaîne télévisée privée de Tsiroanomandidy Ville.

Pour Soavinarivo, la population se contente de s'informer à l'aide des radios fonctionnant avec des piles et des plaques solaires car le village n'est pas encore électrifié.

Comme moyen de communication, les deux localités sont toutes couvertes par tous les réseaux téléphoniques existants à Madagascar (Airtel, Orange, Telma).

II.7 Sécurité

Pour la sécurité, la population d'Andranomadio et de Soavinarivo a mis en place le système de « Dinam-pokonolona ». Une règle adoptée par la société locale car ils ne disposent ni de brigade, ni de poste avancé de gendarmerie. Ce système est un succès pour les habitants car il a réduit les vols des bovidés dans la région depuis les deux dernières années. Néanmoins, Andranomadio possède d'un cabinet de gendarmerie pour les contrôleurs routiers.

Chapitre 3 : Situations actuelles d'Andranomadio et de Soavinarivo en termes d'eau potable, assainissement et hygiène

Dans cette partie, on va essayer d'évaluer tous les problèmes actuels rencontrés par la population d'Andranomadio et de Soavinarivo sur le plan eau potable, assainissement et hygiène.

III.1 Les problèmes en eau

III.1.1 Les domaines d'utilisation de l'eau dans les villages

Les villageois utilisent l'eau, surtout dans les domaines de l'agriculture, l'élevage, et dans l'usage domestique (4 à 5 seaux d'eau par jour par ménage) : cuisine, lessive, vaisselles, hygiène corporelle.

III.1.2 Les ressources en eau dans les villages

Andranomadio et Soavinarivo ne possèdent pas encore de réseaux d'adduction d'eau. Par conséquent, les habitants sont obligés à chercher de l'eau :

- Soit dans les sources sur les flancs des collines, ou collecte des eaux de pluie pendant la période de pluies;
- Soit dans les puits communautaires en étiage.

D'après les enquêtes que nous avons faites, environ 30% de la population d'Andranomadio dispose de puits dans leur demeure, et 20% environ pour Soavinarivo, avec une profondeur allant jusqu'à 25[m], dont le mode de puisage est fait manuellement.

On a eu l'occasion de prendre en photo un de ces puits, montré dans les photos ci-dessous :

Photo 2 : Vue extérieure du puits



Photo 3 : Vue intérieure du puits



Date de prise des photos : 16/11/2013

Selon les habitants locaux, la majorité de ces puits sont dépourvus d'eau en période d'étiage. Par conséquent, les propriétaires de ces puits utilisent aussi les puits communautaires en attendant la période pluie.

Pour Andranomadio, le village possède trois(3) puits communautaires semi-fonctionnels. Ces puits se trouvent dans le bas-fond du village, et repérés géographiquement par les coordonnées GPS (Global Positioning System), et les coordonnées Laborde dans le tableau ci-après :

Tableau 5 : Cordonnées des puits communautaires d'Andranomadio

Désignation	GPS	Laborde [km]
Puits 1	18°50'3.79"S	X=361,741
	46° 4'25.71"E	Y=807,365
Puits 2	18°50'4.40"S	X=361,523
	46° 4'18.26"E	Y=807,346
Puits 3	18°50'7.91"S	X=361,649
	46° 4'22.55"E	Y=807,238

Pour Soavinarivo, le village ne dispose que d'un seul puits communautaire, repéré géographiquement à 46°07'42.91" longitude Est 18°49'31.61" latitude Sud et les coordonnées Laborde suivantes :

X= 367,510 [Km]

Y= 808,365 [Km]

Nous avons eu l'occasion de prendre en photo un de ces puits communautaires.

Photo 4 : Vue extérieure du puits communautaire d'Andranomadio



Photo 5 : Vue intérieure du puits communautaire d'Andranomadio



Date de prise des photos : 17/11/2013

III.1.3 Problèmes rencontrés par la population avec les sources dans les villages

Les puits communautaires dans les villages rencontrent deux problèmes majeurs, à savoir :

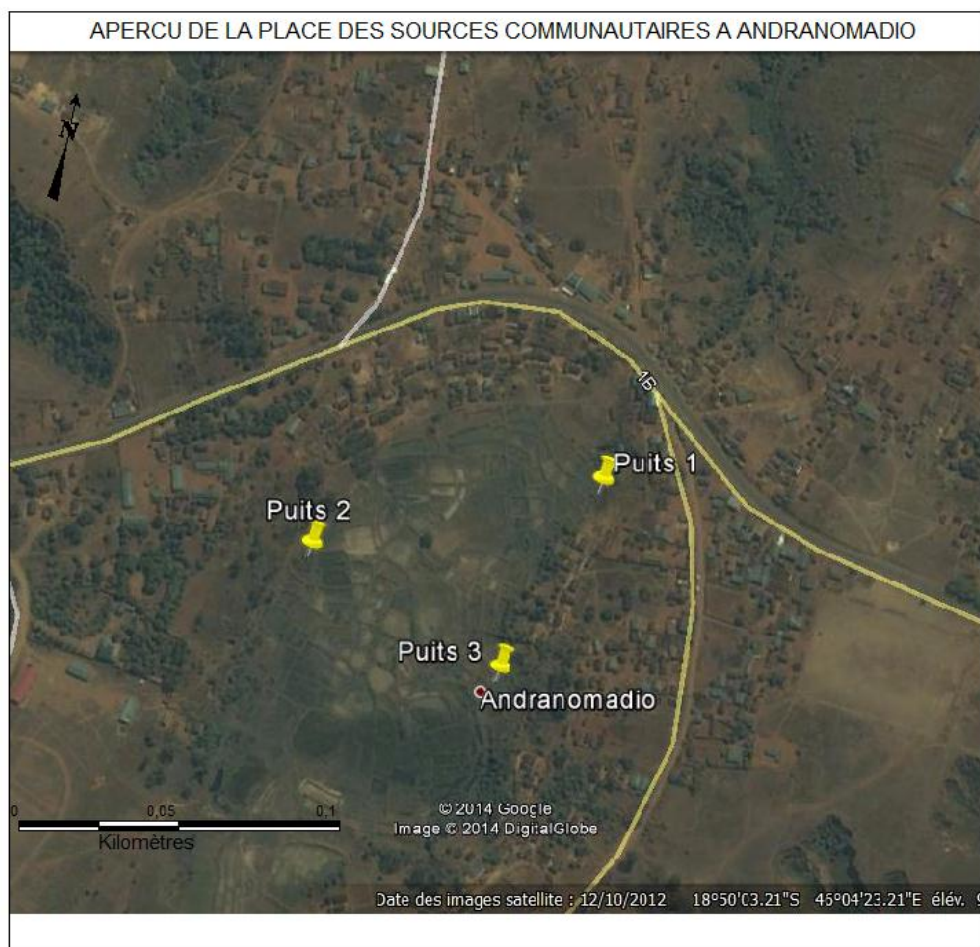
- Les problèmes au niveau de la qualité de l'eau,
- Les problèmes au niveau de la quantité de l'eau.

Les problèmes qui affectent directement sur la qualité de l'eau sont la place de ces puits par rapport aux villages et l'absence de protections contre tous risques de contamination.

Ces puits se trouvent tous dans le bas-fond des villages. Par conséquent, toutes les eaux usées et les ordures venant des villages descendent dans le bas-fond dues de la déficience de l'assainissement. Lors de notre descente sur terrain, on a rencontré des « zones de défécation » et des ordures en amont de ces puits qui seront infiltrés vers les sources en période de pluie car ces puits ne possèdent pas de protections contre toutes les pollutions venant des villages.

L'image suivante montre la localisation de ces puits communautaires par rapport au village d'Andranomadio.

Image 2 : Localisation des sources communautaires à Andranomadio par rapport au village



Source : Extrait d'image par Google Earth

Au niveau de la quantité de l'eau, les habitants des deux localités rencontrent aussi les mêmes problèmes. Les sources ne permettent pas de satisfaire leurs besoins.

Pour le cas d'Andranomadio, certains habitants vont à la source à 4 heures du matin pour chercher de l'eau, c'est le moment où le niveau d'eau dans le puits est favorable. Mais à partir de 8 heures, il faut attendre en moyenne 20 minutes pour pouvoir remplir 1 bidon de 20 litres. Par conséquent, la queue au niveau de ces puits commence à cette heure, comme la montre la photo suivante :

Photo 6 : La queue dans les puits communautaires d'Andranomadio

Date et heure de prise de la photo : 18/11/2013 à 9 heures du matin

Pour le cas des institutions scolaires, seulement l'EPP d'Andranomadio dispose d'un puits muni d'une pompe manuelle construit par l'UNICEF (Fonds des Nations Unies pour l'Enfance) en 2004, mais ce dernier ne permet plus de satisfaire les besoins des élèves et des enseignants.

Photo 7 : Pompe manuelle de l'EPP d'Andranomadio

Date de prise de la photo : 17/11/2013

III.2 Les problèmes en assainissement et hygiène

III.2.1 Ordures

Pour les deux localités, il n'y a pas des fosses assurées par la commune. Les ordures sont jetées soit dans les champs de culture, soit dans les parcs à bœufs, ou fait l'objet d'incinération selon leurs natures.

III.2.2 Lavoires et douches

Seulement quelques ménages possèdent de lavoires et de douches. La plupart des habitants lavent leurs linges et prennent leurs douches à côté des points d'eau.

III.2.3 Latrines

Environ 35% de la population dispose de latrines en fosse perdue qui ne respectent pas les normes.

Lors de notre descente sur terrain, nous avons eu l'occasion de prendre en photos quelques latrines.

Photos 8 : Latrines à Andranomadio et Soavinarivo



Date de prise des photos : 18/11/2013

Chapitre 4 : Solutions adoptées dans ce projet pour améliorer l'accès en EAH de la population d'Andranomadio et de Soavinarivo

L'objectif dans cette partie, c'est d'apporter des solutions à fin d'améliorer la vie de la population vivant à Andranomadio et Soavinarivo en leurs accès aux infrastructures d'EAH. Les mesures à entreprendre consistent en :

- la mise en place d'un système d'adduction d'eau par gravitation, comportant un barrage de captage, un poste de traitement, des brises charges, des conduites d'amenées, deux réservoirs d'eau, des conduites de distributions et des bornes fontaines ;
- la construction des douches et latrines scolaires hygiéniques dans les établissements scolaires et sensibilisation de la population à construire des latrines;

- la mise en œuvre des dispositifs de lavage des mains dans les établissements scolaires et sensibilisation de la population sur les 3 messages clés de WASH et les quatre messages en hygiène (4H).

IV.1 Dans le cadre de l'eau

IV.1.1 Ressources en eau disponible dans la zone

Lors de nos enquêtes sur terrain, les habitants locaux nous ont informé l'existence de plusieurs sources naturelles dans la montagne d'Ambohiby. En allant sur le lieu, on a rencontré un « ruisseau » qui n'est pas encore exploitée.

Il a été décidé que l'approvisionnement en eau d'Andranomadio et de Soavinarivo, se fera à partir de cette source. Elle est issue d'une nappe de fissuration de type débordement, qui ne présente aucun risque de tarissement. Elle est située à 12[km] au Nord-Est du Fokontany d'Andranomadio et à 5[km] à l'Est du village de Soavinarivo. Elle est aussi repérée à 1[km] au Nord-Est du barrage de la JIRAMA qui alimente en eau la ville de Tsiroanomandidy, et peut être localisée géographiquement par les coordonnées dans le tableau ci-après.

Tableau 6 : Coordonnées géographiques de la source et du barrage de la JIRAMA

Désignation	GPS	Laborde [km]
Source	18°50'31,09" S	X=372,943
	46°10'48,48" E	Y=806,546
Barrage JIRAMA	18°50'45.70"S	X=372,098
	46°10'19.58"E	Y=806,096

IV.1.2 Essai de débit

Des mesures de débit ont été effectuées sur terrain le 11 Novembre 2013, par la méthode volumétrique, en utilisant un seau d'eau de 20 litres et un chronomètre. Ainsi, le débit est obtenu par la formule suivante :

$$Q = \frac{V}{t}$$

Avec :

- V : volume du récipient (seau) en litre [l],
- t : le temps mis pour remplir le seau de 20 litres, en seconde [s].

On a effectué quatre mesures, et les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 7 : Résultats des mesures de débit

	mesure 1	mesure 2	mesure 3	mesure 4	moyenne
Débit(Q) en [l/s]	2,4	2,5	2,45	2,5	2,46

IV.1.3 Levés topographiques

Pour que la mise en place du système d'adduction d'eau soit économique, il est préférable d'adopter un système d'adduction en charge par gravitation. Ce système exige une dénivellation suffisante pour permettre l'écoulement de l'eau dans les conduites.

De ce fait, on a effectué des levés topographiques à partir la source d'Ambohiby sur une section du ruisseau choisit vers Andranomadio et Soavinarivo. Ainsi, on a constaté que la section choisit possède une altitude suffisante pour la mise en place d'une adduction d'eau par système gravitaire dans les villages. Les résultats des levés topographiques sont les suivants :

- La dénivellation entre cette source et Andranomadio étant de 260[m],
- La dénivellation entre la source et Soavinarivo étant de 292[m].

Les profils en long sont portés en annexe 9, pages xxvii et xxviii.

IV.1.4 Analyse de l'eau

Concernant l'article 38 du Code de l'eau pour Madagascar: «Toute eau livrée à la consommation humaine doit être potable ».

D'après cette article, «une eau potable est définie comme une eau destinée à la consommation humaine qui, par traitement ou naturellement, répond à des normes organoleptiques, physico-chimiques, bactériologiques et biologiques fixées par décret ».

IV.1.4.1 Normes physico-chimiques

Les normes physico-chimiques sur la potabilité de l'eau définies par l'Etat Malagasy sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau 8 : Normes physico-chimiques de l'eau selon l'Etat Malagasy

PARAMETRES	V.M.A(Norme Malagasy)
Aspect	Limpide
Odeur	Absence
Couleur	Incolore
Turbidité (en NTU)	<5NTU
Température (en °C)	25°C
Conductivité à 20°C, en [μ s/cm]	3000
Dureté TH en °F	50
pH	6,5-9,0
M.O mgO ₂ /l alcalin / acide	02/05

CATIONS	V.M.A(Norme Malagasy)
Calcium Ca^{++}	-
Magnésium Mg^{++}	-
Potassium K^+	12
Sodium Na^{++}	-
Ammonium NH_4^+	0,5
Fer totale $\text{Fe}^{++}, \text{Fe}^{+++}$	0,5
Fer Fe^{2+}	0,5
Aluminium Al^{3+}	0,2
Manganèse Mn^{++}	0,05

ANIONS	V.M.A(Norme Malagasy)
Carbonates CO_3^{2-}	-
Bicarbonates HCO_3^-	-
Sulfates SO_4^{2-}	250
Chlorures Cl^-	250
Nitrites NO_2^-	0,1
Nitrates NO_3^-	50
Fluorures F^-	1,5
Hydroxydes OH^-	-
Phosphates PO_4^{---}	5

IV.1.4.2 Normes bactériologiques

Les normes bactériologiques de l'eau définies par l'Etat Malagasy sont les suivantes :

- L'eau ne doit pas contenir d'organismes parasites ou pathogènes ;
- L'eau ne doit pas contenir, dans le cas d'une eau non traitée, d'Escherichia coli (dans 100 ml d'eau) ni de streptocoques fécaux (dans 50 ml d'eau) ni de clostridium sulfito- réducteurs (dans 20 ml d'eau) ;
- La présence, en petit nombre, de clostridium-sulfito-réducteurs est tolérable dans une eau traitée et n'implique pas à elle seule la non potabilité de l'eau ;
- L'eau ne doit pas présenter de coloration dépassant 20 unités (échelle colorimétriques au platino-cobalt) ni de turbidité supérieure à 15 gouttes de solution alcoolique de gomme mastic à 1/1 000 en période normale d'exploitation ;
- L'eau ne doit pas avoir un pouvoir colmatant dû aux éléments en suspension supérieure à 0,1 et ne pas contenir d'algues ;

- L'eau ne doit pas présenter d'indice chimique de pollution ni de concentration en substances toxiques ou indésirables;
- La minéralisation totale ne doit pas excéder 2 grammes par litre. En outre, l'eau ne doit présenter ni odeur, ni saveur désagréable ;
- L'eau doit être pauvre en matières organiques (moins de 3 mg/l).

IV.1.4.3 Résultats de l'analyse de l'eau de la source d'Ambohiby

Les résultats d'analyse de l'eau de la source d'Ambohiby fait par Caritas Madagascar, à l'aide d'un appareil « Kit Del Agoua », sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9 : Résultats d'analyse de la source d'Ambohiby

Aspects physiques		
		Limites acceptables selon les normes
Température (°C)	25°C	<25°C
Turbidité (NTU)	2,5	<5NTU
Conductivité (µS/cm)	78,6	<2000µS/cm
Couleur	Incolore	Limpide
Goût	Neutre	Neutre
Odeur	Absence	Inodore
Aspects chimiques		
Nitrate (mg/l)	4,5	<50mg/l
Nitrite (mg/l)	0,01	<0,1mg/l
Ammoniaque (mg/l)	0	<0,05mg/l
Fluorure (mg/l)	0,03	<1,5mg/l
pH	6,9	6,5<pH<8,5
Aspects microbiologiques		
Coliformes totaux (UFC)	8	0 à 37°C/100ml pendant 16h
Coliformes fécaux	6	0 à 44°C/100ml pendant 16h

D'après ces résultats, on peut dire que l'approvisionnement en eau d'Andranomadio et de Soavinarivo peut se faire à partir de l'eau de la source d'Ambohiby.

Cependant, des traitements physiques sont indispensables par la construction des décanteurs et des filtres. Les désinfections des ouvrages de traitement et des réservoirs, avec l'hypochlorite de sodium ou l'hypochlorite de calcium, sont aussi nécessaires pour assurer la potabilité de l'eau. Les désinfections se feront au moins trois fois par an.

IV.2 Dans le cadre de l'assainissement et l'hygiène

Les solutions apportées dans ce projet sont basées sur la sensibilisation des habitants locaux, dans l'application des trois(3) messages clés de WASH (Water, Sanitation and Hygiene), et les quatre(4) messages en hygiène (4H).

Les trois messages clés de WASH sont :

- Lavage des mains avec de l'eau et du savon,
- Construction et utilisation effective des latrines et douches hygiéniques,
- Préservation de la qualité de l'eau depuis le puisage jusqu'à la consommation.

Les quatre messages en hygiène sont :

- Hygiène corporelle,
- Hygiène domestique,
- Hygiène alimentaire,
- Hygiène environnementale.

Le travail de sensibilisation est assuré par des agents communautaires locaux (AC) formés par Caritas, et par les responsables socio-organisationnels de Caritas Madagascar.

IV.2.1 Les trois messages clés de WASH

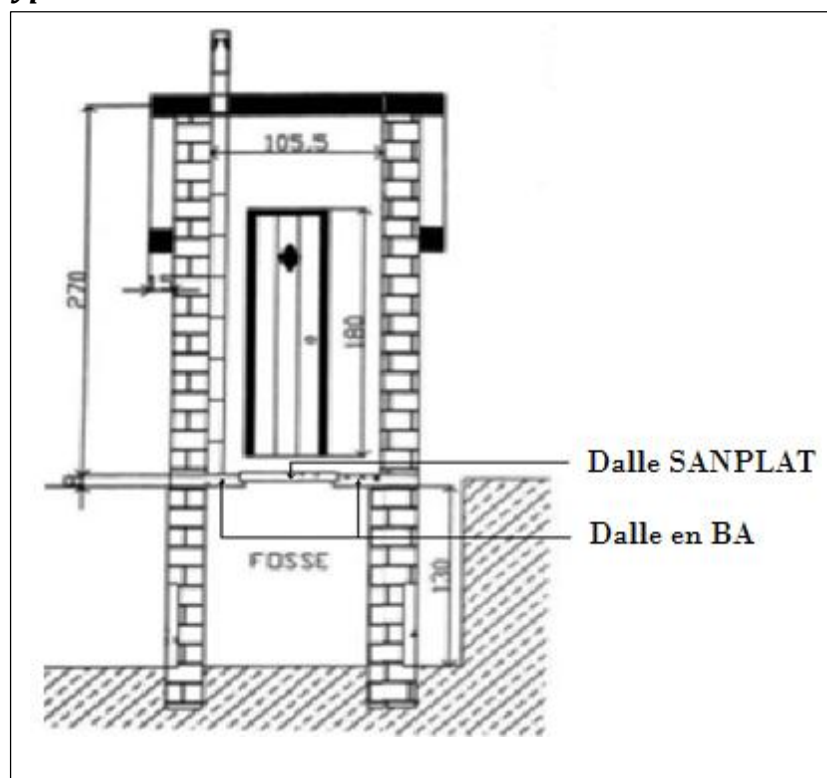
IV.2.1.1 Lavage des mains avec de l'eau et du savon

Le but c'est de faire savoir aux habitants quand est ce qu'on doit laver les mains avec du savon. Pour cela, le projet s'engage dans la fabrication des dispositifs de lavage des mains (DLM) dans les établissements scolaires qui n'en disposent pas. Pour faciliter l'accès des handicapés et les aveugles aux DLMS, ils seront munis d'un accès en pente douce et d'un guide canne. Les plans des DLMS sont portés en annexe 14, pages xl et xli.

IV.2.1.2 Construction et utilisation des latrines et douches hygiéniques(DLSH)

Le but c'est de faire savoir aux habitants la nécessité des latrines et les douches. Ensuite, les motiver à construire des latrines et douches hygiéniques dans leurs demeures. C'est la raison pour laquelle le projet s'engage dans la construction des latrines et des douches scolaires pour ceux qui n'en disposent pas. Comme les DLM, les DLSH permettent aussi l'accès des handicapés et aveugles. Les plans des DLSH sont portés en annexe 13, pages xxxv, xxxvi, xxxvii, xxxviii et xxxix.

Pour aider la population dans la construction des latrines, le projet confectionne des « dalles SANPLAT (Sanitation Plateform) » vendu au prix de 10 000 AR (ariary) ou 50 000 Fmg (Franc Malagasy).

Photo 9 : Dalles SANPLAT***Figure 1: Schéma type de latrine***

IV.2.1.3 Préservation de la qualité de l'eau depuis le puisage jusqu'à la consommation

Pour conserver la potabilité de l'eau depuis les points de puisage jusqu' à la consommation, il faut sensibiliser la population à protéger l'eau lors de son transport du BF jusqu'à leur demeure, et l'éloignée contre toutes pollutions.

IV.2.2 Les quatre messages en hygiène

IV.2.2.1 Hygiène corporelle

L'hygiène corporelle consiste à prendre une douche au moins une fois par jour, à laver les mains avec du savon, et à laver les linges.

IV.2.2.2 Hygiène domestique

L'hygiène domestique consiste à faire des ménages au moins une fois par jour et à rassembler les ordures dans un endroit ensuite les brûler.

IV.2.2.3 Hygiène alimentaire

L'hygiène alimentaire consiste à protéger les aliments contre tous risques de contaminations.

IV.2.2.4 Hygiène environnementale

L'hygiène environnementale consiste à protéger la faune et la flore et à pratiquer des reboisements.

IV.3 Réalisation du projet

« Le projet d'adduction d'eau potable, assainissement et hygiène d'Andranomadio et de Soavinarivo » est un projet financé par WaterAid Madagascar avec une part de la contribution de la population locale. La réalisation sera assurée par Caritas Madagascar comme maître d'œuvre, dont le Maître d'ouvrage étant la Commune rurale de Tsiroanomandidy Fihaonana.

IV.4 Analyse du dynamisme social

IV.4.1 Le dynamisme communautaire

Les bénéficiaires de ce projet participeront à sa réalisation. Cela nécessite une organisation communautaire, à savoir :

- l'existence d'une structure villageoise constituée par : un Chef du Fokontany, un adjoint du Chef du Fokontany, et des quartiers mobile ;
- la disponibilité des mains d'œuvre, et des matériaux locaux dans la réalisation ;
- l'existence d'une Assemblée villageoise dirigée par le Chef Fokontany, et les Ray aman-dReny comme moyen de mobilisation.

IV.4.2 Les matériaux locaux

D'après les enquêtes que nous avons menées, les matériaux existants sur place, nécessaires dans la réalisation du projet, sont : sables, gravillons, moellons, briques, bois ronds, planches. Les prix de ces matériaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 10: Matériaux locaux existant

Matériaux	Prix
Sables	300 Ar par daba
Gravillons	500 Ar par daba
Moellons	300 Ar par unité
Briques cuites	60 Ar par unité
Bois ronds	2000 Ar par unité
Planches	4000 Ar par unité

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE L'INSTALLATION DU PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE

Chapitre 5 : Evaluation de la demande en eau à l'horizon du projet

V.1 Détermination de la tendance

La détermination de la tendance tend à évaluer le nombre de consommateur en eau en fonction de la durée de vie du projet. Pour cette étude, le projet s'étalera sur 15 ans à partir de l'année 2013.

Ainsi, le nombre de consommateur dans le Fokontany d'Andranomadio et de Soavinarivo en 2028, en tenant compte du taux d'accroissement annuel de 2,8%, sera obtenu par la formule suivante :

$$P = P_0 (1+\alpha)^n$$

Avec :

- P : Nombre de population à l'année n de projection ;
- P_0 : Nombre de population de l'année de base (2013) ;
- α : Taux d'accroissement annuel ;
- n : Nombre d'année à venir (ici, n = 15) ;
- Dans ce présent cas, le taux d'accroissement annuel est de 2,8 %.

Tableau 11: Projection du nombre de la population d'Andranomadio et de Soavinarivo à l'horizon du projet

Année	2013	2028
Andranomadio	3020	4570
Soavinarivo	657	994
Total	3677	5564

V.2 Détermination du nombre des utilisateurs

Les utilisateurs en eau pour Andranomadio et Soavinarivo se répartissent en deux.

- Les utilisateurs de bornes fontaines communautaires,
- Les utilisateurs dans les institutions scolaires.

V.2.1 Les utilisateurs dans les bornes fontaines

A l'horizon du projet, les utilisateurs dans les bornes fontaines sont au nombre de 5564 habitants, du fait que les utilisateurs dans les institutions scolaires font partis des utilisateurs dans les BF, avec 4570 pour Andranomadio et 994 pour Soavinarivo.

V.2.2 Les utilisateurs dans les institutions scolaires

Les utilisateurs dans les institutions scolaires sont les élèves et les enseignants qui comptaient au total 1182 en 2013, avec 40 enseignants et 1142 élèves. Le taux d'accroissement des élèves étant de 1,5%. L'estimation du nombre d'élèves dans 15ans à venir, en tenant compte du taux d'accroissement, se fera comme précédemment dans la détermination de la tendance.

Tableau 12: Projection du nombre d'élèves sur 15 ans

Année	2013	2028
Andranomadio	1062	1328
Soavinarivo	80	100
Total	1142	1428

Ainsi, la répartition des utilisateurs d'eau est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 13: répartition des utilisateurs d'eau

Utilisateurs	BFC	Institutions scolaires
Andranomadio	4570	1366
Soavinarivo	994	102
Total	5564	1468

Le nombre total d'utilisateurs d'eau, pour le Fokontany d' Andranomadio et de Soavinarivo, sera donc de 7032habitants, à l'horizon du projet.

V.3 Besoin en eau de la population

Pour Madagascar, la norme appliquée par la JIRAMA pour les bornes fontaines communautaires est de 30[l/j/hab] et de 60[l/j/hab] en moyenne pour les branchements particuliers.

Afin de déterminer des besoins en eau, il faut connaître la consommation journalière des utilisateurs. Une vérification du besoin spécifique en eau a été effectuée lors de la descente sur terrain. La méthode utilisée se base sur le volume de stockage d'eau, sur rythme de remplissage journalier de quelques foyers, et sur l'utilisation de l'eau dans les institutions scolaires.

Pour Andranomadio et Soavinarivo, la quantité d'eau consommée par chaque individu par jour est en moyenne de 25 [l/hab/j], et de 5 [l/élèves/j] dans les institutions scolaires.

Le besoin en eau total B_T est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$B_T = (C_{BF} \times P_{BF}) + (C_{IS} \times P_{IS})$$

Avec :

- C_{BF} est la consommation moyenne journalière de chaque habitant, telle que $C_{BF} = 25 \text{ (l/hab /j)}$,
 - P_{BF} est le nombre d'habitants à l'horizon du projet, tel que $P_{BF} = 5564 \text{ (hab)}$,
 - C_{IS} est la consommation moyenne journalière de chaque élève, telle que $C_{IS} = 5 \text{ (l/élève /j)}$,
 - P_{IS} est le nombre d'élèves à l'horizon du projet, tel que $P_{IS} = 1468 \text{ (élèves)}$.
- Soit : $B_T = 146440 \text{ [l/j]} = 146,440 \text{ [m}^3\text{/j]} = 1,70 \text{ [l/s]}$.

Ce besoin total en eau se répartisse comme suit :

Tableau 14 : Répartition des besoins en eau suivant la localité

Localité	Nombre d'utilisateurs BF	Nombre d'utilisateurs IS	Besoin en eau (m ³ /j)
Andranomadio	4570	1366	121
Soavinarivo	994	102	26
TOTAL	5564	1468	147

IS : Institution scolaire

Le besoin total en eau pour Andranomadio est donc de 121[m³/j], et de 26[m³/j] pour Soavinarivo. Ce sont ces valeurs qu'on va utiliser dans la détermination de la capacité des réservoirs.

V.4 Répartition journalière des débits de consommation

La répartition journalière des débits de consommation consiste à déterminer les pourcentages de la consommation journalière en fonction des horaires de fréquentation, les habitudes et les comportements des habitants sur le mode de puisage de l'eau.

A partir des enquêtes au niveau de la population, on a obtenu la répartition de consommation suivante :

- 5h – 7h : 15 %
- 7h – 10h : 20 %
- 10h – 14h : 30 %
- 14h – 17h : 15 %
- 17h – 21h : 20 %
- 21h – 5h : 0 %

La consommation atteint le maximum de 30 % entre 10 à 14 heures sur une durée de 4 heures, ce qui correspond à un débit de pointe de 2,47 [l/s].

V.5 Le coefficient de pointe k

Le coefficient de pointe est un coefficient qui permet de déterminer réellement la consommation journalière de la population pour le dimensionnement du réseau d'AEP. Il tient compte de tous les variations du débit demandé en fonction du temps. Ce coefficient est donné par la relation :

$$K = \frac{Q_{\text{pointe}}}{Q_{\text{moyen}}}$$

Avec :

- Q_{pointe} est le débit de pointe égal à 2,47 [l/s],
- Q_{moyen} est le débit moyen égal à 1,3 [l/s].

On obtient : **k = 1,9**

Chapitre 6 : Etudes pluviométriques et hydrologiques

VI.1 Etudes pluviométriques

Le but de l'étude pluviométrique est de déterminer la hauteur et l'intensité de pluie tombée dans un bassin versant ainsi que sa répartition spatio-temporelle.

Il existe deux(2) types de pluviométries à ajuster statistiquement :

- Les pluviométries moyennes mensuelles
- Les pluviométries maximales journalières

Comme la zone d'étude se trouve dans la région Bongolava, la station pluviométrique la plus proche ayant des données fiables et exploitables est celle de Tsiroanomandidy, données datant de 1953 à 1974. Les données pluviométriques sont portées en annexe 1, page ii.

VI.1.1 Pluviométries moyennes mensuelles

La pluviométrie moyenne mensuelle est la somme des hauteurs de pluie tombées dans les jours du mois (28, 29, 30 ou 31 jours selon le mois considéré). Les pluies moyennes interannuelles de différentes fréquences (2, 5, 10, 50, 100 ans) seront obtenues par ajustement suivant la loi de GAUSS ou loi normale.

- **La loi de GAUSS ou loi normale**

La Loi de GAUSS ou Loi normale est définie par la fonction de répartition suivante:

$$P(F) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du$$

Dans laquelle:

- u : variable réduite de Gauss et définie par : $u = \frac{Pf - Pm}{\sigma}$
- $P(F)$: Pluviométrie de fréquence F ;
- Pm : Pluviométrie moyenne de la série de pluie ;
- σ : Ecart-type de la série de pluie.

La valeur de la fonction de répartition de la variable réduite est obtenue à partir de la table de GAUSS.

Tableau 15 : Table de GAUSS

T (ans)	5	10	20	25	50	100
$F=1-(1/T)$	0,8	0,9	0,95	0,96	0,98	0,99
U	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33

Ainsi, on obtient les pluviométries quinquennales et décennales sèches, données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 16 : Pluviométries quinquennales et décennales sèches

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Année
Moyenne	345,8	305,0	262,4	86,4	17,7	12,2	10,8	8,0	21,2	75,8	155,4	344,9	1645,7
%	21,0%	18,5%	15,9%	5,2%	1,1%	0,7%	0,7%	0,5%	1,3%	4,6%	9,4%	21,0%	100,0%
Ecart-type													487,2
P5s	259,8	229,1	197,1	64,9	13,3	9,2	8,1	6,0	15,9	57,0	116,8	259,2	1236,4
P10s	214,8	189,4	162,9	53,6	11,0	7,6	6,7	5,0	13,2	47,1	96,5	214,2	1022,1

Dans cette étude, on s'intéresse aux pluviométries quinquennales sèches P_{5s} pour le calcul des apports garantis.

VI.1.2 Pluviométries maximales journalières

Les relevés pluviométriques journaliers permettent de noter la précipitation la plus forte de chaque année. Les pluies maximales journalières de différentes fréquences (2, 5, 10, 50, 100 ans) seront obtenues par ajustement suivant la loi de distribution classique de GUMBEL ou loi extrême.

- **Loi de GUMBEL ou loi extrême**

La Loi de GUMBEL est une loi de probabilité doublement exponentielle ou loi des valeurs extrêmes, définie par la fonction de répartition suivante :

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

La variable réduite pour une fréquence donnée est : $u = \alpha(P - P_0)$

Dans lesquelles :

- $\alpha = \frac{1}{a_G}$ et $P_0 = \bar{P} - 0,45\sigma$
- a_G étant le Gradex égale à $0,78\sigma$,
- σ : l'écart type de la série de données pluviométriques
- $P(F)$ est la pluviométrie maximale journalière de fréquence donnée (mm)
- \bar{P} : Pluviométrie moyenne
- L'écartype $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (P - \bar{P})^2}{N - 1}}$

Les pluviométries maximales de différentes fréquences sont obtenues par la loi d'ajustement statistique selon GUMBEL :

$$P(24h) = P_0 + (u_f * a_G)$$

Avec :

- $P(24, F)$: Pluviométrie maximale journalière de fréquence (mm) ;
- P_0 : Paramètre de position ;
- μ_F : Variable réduite de GUMBEL ; définie par $\mu_F = -\ln(-\ln(F))$;
- F : Fréquence donnée ;
- a_G : Coefficient de Gradex, obtenu par la relation $a_G = \sigma/1,28$;

- σ : Écart type de la série de données ;
- P_m : Moyenne annuelle des séries de données.

Les pluviométries quinquennales humides sont obtenues par la formule suivante :

$$P_{5h} = 0,720\sigma + \bar{P}$$

Et les pluviométries décennales humides sont obtenues à l'aide de la formule :

$$P_{10h} = 1,305\sigma + \bar{P}$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus avec ces ajustements.

Tableau 17: Pluies maximales journalières

Année	Pmax24 (mm)
Moyenne	82,5
Ecart-type	23,4
Po	72,0
Ag	18,3
P5h	99,4
P10h	113,1

Dans cette étude, on admet une période de retour de 10 ans pour le dimensionnement du barrage de captage.

VI.2 Etudes hydrologiques

Le but de l'étude hydrologique est d'estimer les apports garantis et les débits de crue de la source concernée en fonction des fréquences des pluies. L'étude hydrologique se réfère toujours à une unité d'étude d'un bassin versant en amont d'un exutoire donné.

La détermination des caractéristiques géomorphologiques de bassin versant est donc nécessaire à fin d'estimer les apports et des débits de crue.

VI.2.1 Caractéristiques du bassin versant

VI.2.1.1 Notion de bassin versant

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau, est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit passer dans la section considérée, appelée « exutoire », avant de poursuivre son trajet vers l'aval.

Un bassin versant fonctionne donc comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et de les transformer en écoulement à l'exutoire. Chaque bassin versant est délimité par la ligne de partage des eaux constituée par des lignes de crête des sommets, des points côtés culminants et de la ligne de plus grande pente.

Un BV est caractérisé par les éléments suivants:

- La surface S [Km²],
- Le périmètre P [Km],
- La longueur du plus long cheminement L [Km],
- La pente I [m/Km],

- La forme définie par le coefficient de Gravelius K,
- La couverture végétale,
- Le temps de concentration T_c [h]

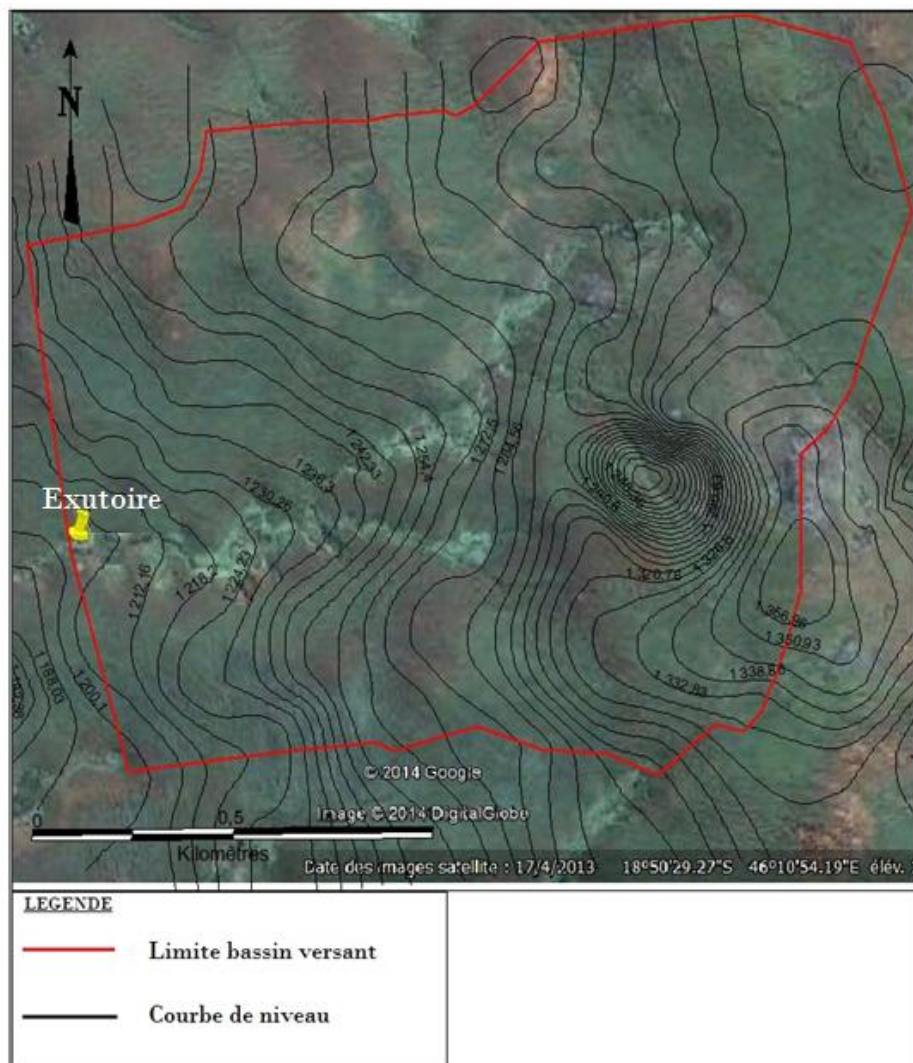
VI.2.1.2 Délimitation du bassin versant

La délimitation d'un bassin versant peut se faire à l'aide de:

- Une carte 1/100 000ème si le BV est grand, plus de 5[km²].
- Une image satellite ou ortho-photo si le BV est petit, inférieur à 5[km²].

Dans cette étude, on a recours à utiliser une image satellite obtenue à partir du logiciel « Google Earth » car on a un petit BV. Le traitement de l'image se fait à l'aide du logiciel « MapInfo » sous « Vertical Mapper ». La délimitation de notre BV est montrée dans l'image suivante :

Image 3 : Délimitation du bassin versant



Source : Extrait d'image par Google Earth

VI.2.1.3 Exutoire

L'exutoire est la section où le barrage va être implanté. Il peut être localisé géographiquement à 46°10'48,48" longitude Est et 18°50'31,09" latitude Sud avec une altitude de 1201[m], et repéré par les coordonnées Laborde suivantes :

$$X= 372,943 \text{ [Km]}$$

$$Y= 806,546 \text{ [Km]}$$

VI.2.1.4 Surface du bassin versant

La délimitation du bassin versant faite précédemment, à l'aide du logiciel MapInfo, nous permet de déterminer sa superficie. On a trouvé une superficie totale de **1,25 [km²]** ou **125[ha]**.

VI.2.1.5 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant est défini comme la longueur totale de son contour. Le périmètre du bassin versant est obtenu également à l'aide du logiciel MapInfo. Le périmètre de notre BV est donc de **4,93 [km]**.

VI.2.1.6 Forme du bassin versant

La forme du bassin versant est déterminée à partir de la valeur du « coefficient de compacité de GRAVELIUS K », si :

- $K > 1$: on a un bassin de forme allongée, ce qui entraîne un écoulement lent,
- $K \simeq 1$: on a un bassin de forme ramassée, ce qui entraîne un écoulement rapide.

Le coefficient K peut être obtenu à l'aide de la formule:

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

Dans laquelle :

- S : Surface du BV [Km²] égale à 1,25[km²],
- P : Périmètre du BV [Km] égale à 4,93[km].

Dans ce cas, on obtient : **k=1,23**

VI.2.1.7 Longueur du plus long cheminement hydraulique L

La longueur du plus long cheminement hydraulique L est obtenue par la simulation du bassin versant à un rectangle de même superficie et de même coefficient de Gravelius K, c'est la « notion de rectangle équivalent ». La longueur du rectangle équivalent sera considérée comme la longueur du plus long cheminement du BV.

Comme: $K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$, on a: $P = \frac{K\sqrt{S}}{0,28}$

Avec: $P = L + l$ et $S = L \times l$

On en deduit:
$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} + \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K}\right)^2}\right]$$

Et
$$l = \frac{P}{2} - L = \frac{S}{L}$$

Dans lesquelles :

- L : longueur du rectangle équivalent,
- l : largeur du rectangle équivalent,
- S : surface du BV,
- P : périmètre du BV,
- K : coefficient de GRAVELIUS.

La longueur du plus long cheminement L de notre BV est donc égale à **2,12[km]**. Cette valeur est conforme à la mesure faite sur le logiciel MapInfo.

VI.2.1.8 La pente du bassin versant

Connaissant l'altitude maximale, l'altitude minimale et la longueur du plus long cheminement ; on peut calculer la pente du BV à l'aide de la formule suivante :

$$I = \frac{0,95(Z_{max} - Z_{min})}{L}$$

Avec :

- Z_{max} est l'altitude maximale à l'intérieur du BV,
- Z_{min} est l'altitude minimale à l'intérieur du BV (cote de l'exutoire).

Dans cette étude, $Z_{max} = 1363[m]$ et $Z_{min} = 1201[m]$

On trouve $I = 72,59[m/km]$

VI.2.1.9 Couverture végétale

La couverture végétale influe directement sur l'écoulement, car elle peut modifier la capacité d'infiltration et de ruissellement au niveau du BV.

Lors de notre descente sur terrain, on a observé que notre BV est caractérisé par des prairies, et des brousses denses. De ce fait, on en déduit la valeur du coefficient de ruissellement C, qui est égale à **0,36**. (Référence : annexe 2, page iii).

VI.2.1.10 Le temps de concentration

Le temps de concentration T_c est le temps mis par une goutte d'eau tombée au point le plus loin du bassin versant vers l'exutoire. Il peut être obtenu par la formule de PASSINI.

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

- L : longueur du BV,
- l : largeur du BV,
- S : surface du BV,

Après calcul, on en déduit, $T_c = 0,55[h]$.

Les caractéristiques de notre bassin versant sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 18 : Caractéristiques du bassin versant

S (Km ²)	P (Km)	L (Km)	K	Z max (m)	Z min (m)	Zmoy	I (m/Km)
1,25	4,93	2,12	1,23	1363	1201	1282	72,59

Avec, Z moy est l'altitude moyenne

VI.2.2 Estimation des apports

Le but de cette étude est de déterminer le débit disponible au niveau de l'exutoire ou de la section de contrôle durant le mois des plus basses eaux.

Pour déterminer les apports, on va utiliser les méthodes suivantes:

- La station de référence ;
- La méthode CTGREF (Centre Technique de Génie Rural et des Eaux et Forêts).

VI.2.2.1 Méthode de station de référence

Cette méthode consiste à exploiter les valeurs de débits observées sur les stations hydrométriques la plus proche ayant un bassin versant de même caractéristiques physiques que le bassin étudié. Les données nécessaires dans cette méthode se trouvent dans l'ouvrage « Fleuves et rivières de Madagascar ».

L'expression des apports s'écrit :

$$Q_F = q \cdot S_{BV}$$

Avec :

- Q_F : apport annuel du bassin versant [l/s],
- q : Débit spécifique du BV de référence [l/s/Km²],
- S_{BV} : Surface du BV à étudier [Km²]

Dans cette étude, la station hydrométrique la plus proche ayant un bassin versant de même caractéristiques physiques que le bassin étudié est celle de la Tsiribihina à Betomba (Référence : Fleuves et rivières de Madagascar, page 582).

Tableau 19: Débit spécifique de différentes fréquences de la station hydrométrique de Tsiribihina à Betomba

Récurrence	Années sèches			Médiane	Années humides		
	20	10	5	2	5	10	20
Q m3/s	129	136	146	165	186	197	208
q l/s/km2	2,9	3	3,2	3,7	4,1	4,4	4,6

Les apports de notre BV pour différentes périodes sont obtenus en multipliant sa surface par les débits spécifiques du bassin de référence. On obtient les résultats dans le tableau ci-dessous:

Tableau 20 : Apports annuels du bassin versant par la méthode de station de référence

BV	Apport moyen annuel (l/s)	Apport annuel sec (l/s)		Apport annuel humide (l/s)	
		5 ans	10 ans	5 ans	10 ans
Qf(l/s)	4,6	4,0	3,8	5,1	5,5

On cherche maintenant à déterminer les apports mensuels du BV qui seront obtenus en appliquant les coefficients de répartition mensuelle d'ALDEGHERI aux apports annuels. Les débits mensuels sont obtenus à l'aide de la formule:

$$Q_m = Q_a \times R_m \times \frac{12}{100}$$

Dans laquelle :

- Q_m est l'apport mensuel de fréquence donnée,
- Q_a est l'apport annuel du bassin versant,
- R_m est coefficient de répartition d'ALDEGHERI donné dans le tableau suivant :

Tableau 21 : coefficients de répartition mensuelle d'ALDEGHERI

R	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	année
R1	16,9	16,7	17,1	9,7	5,7	4,1	3,7	3,4	2,6	2,4	4,8	12,9	100
R2	17,9	18,2	20,5	8,8	4,8	3,7	3,1	2,8	2,2	2	4,4	11,6	100
R3	13,4	14,8	15,8	9,9	6,9	5,7	5,8	6	4,4	3,6	4,5	9,2	100
R4	23,8	19	17,2	6,8	3,8	2,7	2,4	2,1	1,6	1,5	3,3	15,8	100

Dont :

- R1 pour les bassins versants des hautes terres centrales,
- R2 pour les grands bassins versant du Nord-Ouest,
- R3 pour les bassins versants de la bordure orientale,
- R4 pour les bassins versants du Centre Ouest, du Sud-Ouest, et petits bassins versants du Nord-Ouest.

Dans cette étude, on va prendre R4 car notre BV appartient aux bassins versants du Centre Ouest. On en déduit les apports moyens mensuels Q_{moy} , et les apports quinquennaux secs mensuels Q_{5s} de notre BV, dans les tableaux suivants :

Tableau 22 : Apports moyens mensuels du BV par la méthode de station de référence

BV	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q _{moy} (l/s)	13,1	10,5	9,5	3,7	2,1	1,5	1,3	1,2	0,9	0,8	1,8	8,7	4,6

Tableau 23 : Apports quinquennaux secs mensuels du BV par la méthode de station de référence

BV	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q _{5s} (l/s)	11,4	9,1	8,3	3,3	1,8	1,3	1,2	1,0	0,8	0,7	1,6	7,6	4,0

VI.2.2.2 Méthode CTGREF

C'est une méthode empirique préconisée pour l'estimation des apports, développée par le Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forêt d'Anthony Paris d'où son abréviation « CTGREF ». la formule utilisée par cette méthode est la suivante:

$$Q_T = \frac{S}{31,5} \left(\frac{P_T}{B} \right)^{\left(\frac{5}{3} \right)} \left(\frac{Z_m}{100} \right)^{\left(\frac{1}{3} \right)}$$

Avec :

- QF : apport moyen annuel de fréquence F en (l/s)
- PF : pluviométrie moyenne annuelle de fréquence F en (mm)
- Z_m : altitude moyenne du bassin versant considérée en (m)
- S : superficie du bassin versant considérée en (km²)
- B : paramètre régionalisé dépendant des rivières concernées ou des rivières périphériques la plus proche.

Dans cette étude, on va prendre le cas de **Betsiboka à Ambodiroka** pour **B=46**. (Référence : annexe 2, page iii).

Les apports annuels de notre BV pour différentes fréquences, à l'aide de la méthode CTGREF, sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau 24 : Apports annuels du bassin versant par la méthode CTGREF

BV	Apport moyen annuel (l/s)	Apport annuel sec (l/s)		Apport annuel humide (l/s)	
		5 ans	10 ans	5 ans	10 ans
QT(l/s)	36,1	22,4	16,3	52,2	61,6

Pour avoir les apports mensuels, on applique les coefficients de répartition d'ALDEGHERI R4 aux apports annuels. On obtient les apports moyens mensuels et les apports quinquennaux secs mensuels de notre BV.

Tableau 25 : Apports moyens mensuels du BV par la méthode CTGREF

BV	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q _{moy} (l/s)	103,0	82,3	74,5	29,4	16,5	11,7	10,4	9,1	6,9	6,5	14,3	68,4	36,1

Tableau 26 : Apports quinquennaux secs mensuels du BV par la méthode CTGREF

BV	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q5s[l/s]	64,0	51,1	46,2	18,3	10,2	7,3	6,5	5,6	4,3	4,0	8,9	42,5	22,4

VI.2.2.3 Synthèse des résultats

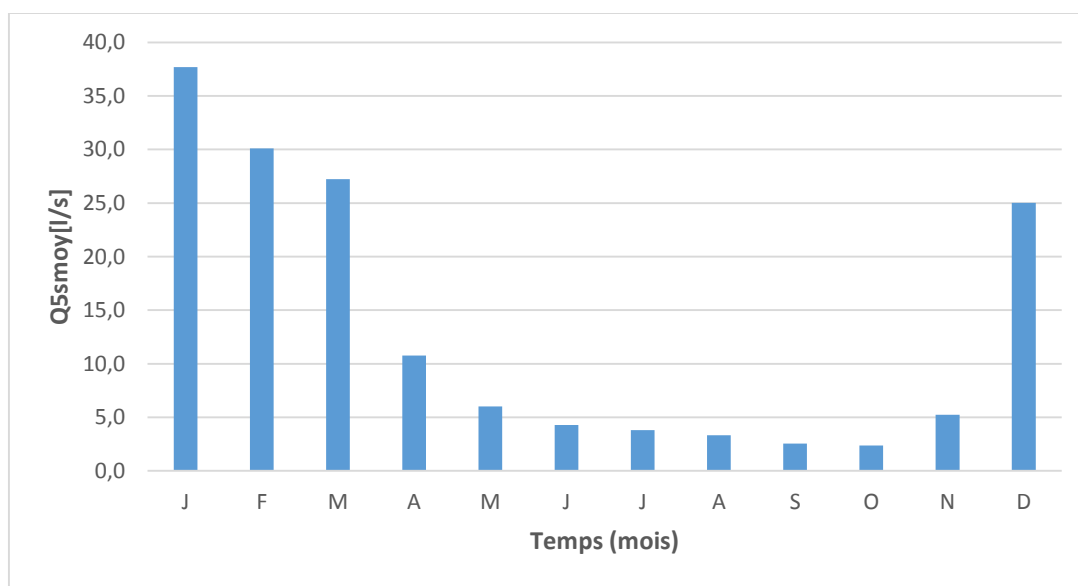
Les résultats obtenus à partir de ces deux méthodes vont être comparés aux débits réellement observés sur terrain durant le mois d'Octobre (mois des plus basses eaux). Mais puisque nous n'avons pas eu l'occasion de faire des mesures de débit durant ce mois des plus basses eaux, on a recours à exploité les moyennes des résultats obtenus par la méthode de station de référence et la méthode CTGREF.

Tableau 27 : Apports quinquennaux secs mensuels moyens à l'exutoire

Barrage	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Q5smoy[l/s]	37,7	30,1	27,2	10,8	6,0	4,3	3,8	3,3	2,5	2,4	5,2	25,0	13,2

Avec : Q5smoy est l'apport quinquennal secs mensuel moyen en [l/s]

On va illustrer ce tableau à l'aide de la figure suivante :

Graphe 2 : Histogramme de variation des apports quinquennaux secs mensuels moyens

On remarque que Q5smoy atteint un maximal de 37,7 [l/s] en mois de Janvier, et un minimal de 2,4[l/s] en mois d'Octobre. C'est cette valeur minimale qu'on va utiliser dans la suite de cette étude dans l'adéquation ressource-besoin.

VI.2.3 Estimation des débits de crue

Le but de cette étude est de déterminer les débits de crue qui seront nécessaire dans les dimensionnements des ouvrages hydrauliques.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour estimer les crues:

- La méthode rationnelle, pour les bassins versants ayant une superficie ne dépassant pas 4[km²],
- La méthode Louis DURET pour les bassins versants ayant une superficie supérieure à 10[km²].

Puisque dans cette étude, on a un bassin versant ayant une superficie inférieure à 4[km²], seule la méthode rationnelle sera utilisée.

VI.2.3.1 La méthode rationnelle

C'est une méthode empirique basée sur la formule :

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

Avec :

- Q = débit de crue (m³/s)
- C = coefficient de ruissellement, qui dépend de la couverture végétale et de la pente du bassin versant. Dans cette étude, on va prendre **C = 0,36**.
- i = intensité maximale de l'averse (mm/h)
- S = superficie du bassin versant (km²)

L'intensité de pluie i peut être exprimée par la formule du type MONTANA, telle que :

$$i(t,F) = \frac{P(t,F)}{t}, \text{ avec } P(t,F) = P(24,F) (t/24)^b$$

D'où :

$$i(t,F) = \frac{P(24,F) (t/24)^b}{t}$$

Dans lesquelles :

- P(t, F) = Hauteur de pluie tombée pendant la durée t pour une fréquence F,
- P(24,F) = Hauteur de pluie maximale de 24 heures tombée en un point quelconque du bassin versant pour la même fréquence F,
- b = paramètre régional, qui varie selon la zone d'étude. Pour ce cas, on va prendre **b = 0,288** pour le cas de Tsiroanomandidy. (Référence : annexe 2, page iv)

Le débit maximum Q est atteint si la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration T_c du bassin versant. On prendra alors un temps égal au temps de concentration dans le calcul de l'intensité maximale i. Pour déterminer le temps de concentration T_c, on va utiliser la méthode classique de PASSINI, tel que :

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}}$$

Dans laquelle :

- T_c = temps de concentration (heures)
- S = superficie du bassin versant (km^2)
- L = longueur du plus long cheminement hydraulique (km)
- I = pente du bassin versant (m/m)
- S = superficie du bassin versant (km^2)

A partir de ces formules, on en déduit les débits de crue quinquennale et décennale donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 28 : crue quinquennale humide

Barrage	T_c (h)	$i(t_c)$	S (km^2)	C	Q_5 (m^3/s)
Ambohiby	0,6	60,6	1,25	0,36	7,6

Tableau 29 : crue décennale humide

Barrage	T_c (h)	$i(t)$	S (km^2)	C	Q_{10} (m^3/s)
Ambohiby	0,6	68,9	1,25	0,36	8,6

VI.2.3.2 Synthèse

Ces résultats vont être aussi comparés aux débits réellement observés sur terrain correspondant aux relevés des plus hautes eaux. Puisque nous n'avons pas eu l'occasion de faire des mesures de débit durant la période des plus hautes eaux, on va utiliser le débit obtenu par la méthode de station se référence.

Dans cette étude, notre barrage sera dimensionné avec une crue de période de retour 10 ans, avec $Q_{10} = 8,6[\text{m}^3/\text{s}]$.

VI.3 Adéquation Ressources-Besoins

L'adéquation Ressources-Besoins consiste à vérifier si l'apport garantis de la source à capter est satisfaisant ou non pour garantir le besoin en eau de la population.

Dans notre zone d'étude, on constate que le mois le plus sec est le mois d'Octobre avec un apport quinquennal sec $Q_{5s} = 2,4[\text{l/s}]$. Or, le besoin en eau du Fokontany d'Andranomadio et de Soavinarivo est au total de $1,69[\text{l/s}]$.

De ce fait, on peut dire que le débit de la source d'Ambohiby est suffisant pour approvisionner en eau le Fokontany d'Andranomadio et le village de Soavinarivo pendant toute l'année et que le débit en aval du barrage est suffisant pour les autres exploitations.

Chapitre 7 : Dimensionnement des ouvrages hydrauliques

Ce chapitre a pour objet de dimensionner les ouvrages hydrauliques suivants:

- le barrage de captage,
- le bassin de captage,
- les brises charges,
- Les conduites d'amenées,
- Les réservoirs,
- Les réseaux de distributions.

VII.1 Le barrage

VII.1.1 Mode de captage

Pour pouvoir capter l'eau du ruisseau d'Ambohiby, il est nécessaire de mettre en place un ouvrage de captage. Pour la sécurité et la pérennité de l'ouvrage, il faut bien choisir un endroit sur la section du ruisseau pour implanter le barrage.

VII.1.2 Choix du site d'implantation du barrage

Le choix du site d'implantation d'un barrage dépend surtout des caractéristiques du lit du ruisseau. Le mieux c'est de chercher la section la plus petite, avec une fondation de préférence rocheuse pour la sécurité du barrage, et pour son installation soit économique.

Dans cette étude, on a un site avec les caractéristiques suivantes :

- Sol de fondation : roche compacte,
- Largeur du lit : 2,5[m].

VII.1.3 Choix du type du barrage

Le choix du type de barrage dépend surtout de leur fonction. Suivant leur fonction, on distingue les barrages de dérivation et les barrages réservoirs.

Les barrages de dérivation permettent d'élever le niveau d'eau à une certaine hauteur voulue afin d'alimenter une prise. Alors que les barrages réservoirs servent à stocker une certaine quantité d'eau à leur amont.

Pour l'approvisionnement en eau d'Andranomadio et de Soavinarivo, le type de barrage à implanter est un « barrage de dérivation », pour pouvoir élever le niveau d'eau et la contourner afin d'alimenter la prise dans le bassin de captage.

VII.1.4 Caractéristiques du barrage

Les caractéristiques du barrage dépendent aussi des critères suivants :

- la topographie et les apports du bassin versant,
- la morphologie de la vallée,
- les conditions géologiques et géotechniques,
- le régime des crues,
- l'aspect économique.

Après étude de ces critères, il a été décidé que notre barrage sera construit en maçonnerie de moellons hourdé au mortier dosé à 350[kg/m³].

VII.1.5 Constitutions du barrage

Le barrage est constitué essentiellement de:

- un seuil, qui sert à dériver l'eau,
- un évacuateur de crue ou vanne de chasse, qui sert à évacuer l'eau lors d'une crue.

VII.1.6 Dimensionnement du barrage de captage

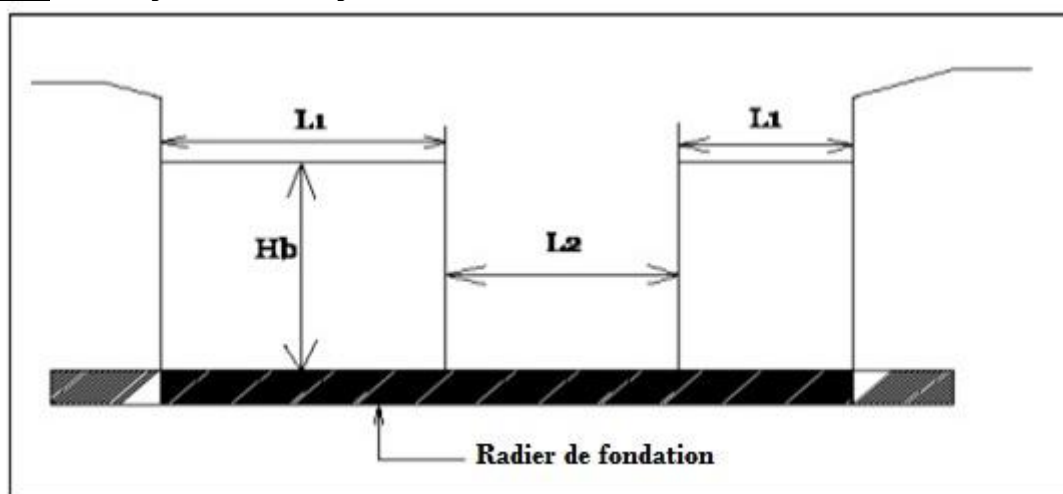
VII.1.6.1 Le seuil du barrage

Le seuil a pour rôle d'élever le niveau d'eau et de la dévier vers la prise. Pour assurer les débits voulus, et pour permettre une charge suffisante à la prise, la hauteur de notre seuil sera prise égale à 1,2[m], avec une longueur de 2,5[m].

VII.1.6.2 L'évacuateur de crue ou vanne de chasse

La vanne de chasse a pour rôle d'évacuer l'eau en cas de crue. Pour avoir les dimensions de l'évacuateur de crue, on doit décomposer la longueur du seuil en L_1 et L_2 , avec L_1 la longueur de la partie fixe, et L_2 la longueur de la partie mobile formée par les passes batardables. La figure ci-dessous est un exemple de décomposition du seuil.

Figure 2 : Exemple de décomposition du seuil



- L_1 : Longueur de la partie fixe,
- L_2 : Longueur de la partie mobile,
- H_b : Hauteur du seuil égale à 1,2m.

Pour déterminer de L_1 et L_2 , on utilise les formules de déversoir telles que :

- Pour L_1 :

$$Q_1 = mL_1 h^{3/2} \sqrt{2g}$$

- Pour L_2 :

$$Q_2 = mL_2 (h + H_b)^{3/2} \sqrt{2g}$$

Ces deux formules de débit nous conduisent aux équations suivantes :

$$(1) : L = L_1 + L_2$$

$$(2) : Q = m\sqrt{2g} \left[L_1 h^{3/2} + L_2 (h + H_b)^{3/2} \right]$$

Dans lesquelles :

- Q est le débit nominal pour le dimensionnement égal au débit de fréquence de retour décennal humide $Q_{10H} = 8,6[m^3/s]$ pour ce cas,
- h : Hauteur d'eau au-dessus du seuil fixe, telle que h sera fixée à partir de la hauteur des berges H_{berge} , de la revanche $R=0,5[m]$, et de la hauteur du barrage H_b ,

Soit : $h = \text{cote berge} - \text{cote crête seuil} - 0,50[m]$

Avec $H_{berge} = 1203,6[m]$ et $\text{cote crête seuil} = 1202,2[m]$

- m : Coefficient de débit, qui varie selon le type de seuil,
Dans ce cas, on a un seuil épais, donc on prendra $m = 0,40$,
- g : accélération de la pesanteur égale à $9,81 [m/s^2]$.

La résolution du système d'équation, sera effectuée sous-programme Excel par le principe de valeur cible en respectant la condition suivante :

$$\frac{ABS(Q_n - Q_{cal})}{Q_n} \leq 5\%$$

Avec :

- ABS : absolu,
- Q_n : débit nominal égal à $8,6[m^3/s]$,
- Q_{cal} : débit de calage en $[m^3/s]$.

Les résultats de calcul avec Excel sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Résultats du calage hydraulique par Excel pour déterminer L_1 et L_2

m=	0,4	H_b =	1,2	h=	0,9
$Q_{10}(m^3/s)$	L	L_1	L_2	$Q_{cal}(m^3/s)$	$\Delta Q/Q$
8,6	2,5	1,3	1,2	8,6	0,0%

D'après le tableau, on obtient : $L_1 = 1,3[m]$ et $L_2 = 1,2[m]$.

Le nombre de passe batardable dépend de la valeur de L_2 , soit $1[m]$, soit $1,5[m]$. Dans notre cas, soit on construit deux passes de $1[m]$, soit une passe de $1,5[m]$. Comme la longueur de notre barrage ne permet pas la mise en place de deux passes de $1[m]$. Alors c'est une passe de $1,5[m]$ qui est appropriée au barrage, ceux qui nous conduisent à des nouvelles valeurs de L_1 et L_2 , respectivement égales à $1[m]$ et $1,5[m]$.

Pour assurer qu'il n'y ait pas de débordement sur les rives en amont du barrage, on porte la valeur du nombre de passe maximal à L_2 . La hauteur de la lame d'eau au-dessus du seuil est maintenant à déterminer.

Supposant que h' est la lame d'eau au-dessus du seuil dans le deuxième tableau. Par le principe de valeur cible, on obtient les valeurs dans le tableau suivantes :

Tableau 31 : Résultats du calage hydraulique par Excel pour déterminer h'

m=	0,4	Hb=	1,2	h'=	1,02
Q₁₀	L	L₁	L₂	Q_{cal}	ΔQ/Q
8,6	2,5	1,5	1,0	8,6	0,0%

On remarque que la valeur de h' est supérieur à la valeur de h , donc il est nécessaire de rehausser de **0,12[m]** les rives du ruisseau sur la section d'implantation le barrage pour qu'il n'y ait pas de débordement.

VII.1.6.3 Dimensions du radier

Le dimensionnement du radier est fixé de telles sortes que les règles de LANE soient vérifiées au niveau de la fondation.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Radier amont = 0,50[m],
- Radier aval = 1,50[m],
- Epaisseur radier = 0,20[m],

Ces valeurs doivent être vérifiées par la règle de LANE suivante :

$$l_v + \left(\frac{l_h}{3}\right) = C'h$$

- l_v : La longueur des cheminements verticaux égale à 1,6[m], (comptés comme dans la théorie de BLIGH de haut en bas et de bas en haut),
- l_h : La longueur des cheminements horizontaux égale à 3,22[m],
- C' : coefficient dépendant de la nature du sol de fondation,
- h : La dénivelée entre le niveau d'eau amont et le niveau d'eau aval du barrage,

La hauteur d'eau en amont du barrage est donnée par la relation:

$$H_{\text{amont}} = H_b + h$$

Avec la hauteur de la lame d'eau h au-dessus du barrage est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$h = \left(\frac{Q}{mL\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Dans laquelle :

- L : la longueur totale du barrage égale à 2,5[m] ;
- Q : le débit de projet égal à 8,6[m³/s] ;
- $m = 0,40$

Après calcul, on obtient : **$h = 0,9[m]$**

Soit : **$H_{\text{amont}} = 1,2 + 0,9 = 2,10[m]$**

La hauteur d'eau en aval du barrage est obtenue par calage hydraulique en utilisant la formule de Manning-Strickler, telle que :

$$Q = KSR^{2/3}I^{1/2}$$

Dans laquelle :

- K : Coefficient de Strickler dépendant de la rugosité du fond et des berges $K = 20$, Pour les cours d'eau de montagne, fond avec gros gravier et rives escarpées, arbre et broussailles (Source : Manuel d'Hydraulique Général, LENCASTRE, page 267),
- S : Section du lit de la rivière en fonction de H aval,
- R : Rayon hydraulique,
- I : Pente du fond de la rivière,

Le principe du calage hydraulique est la même que précédemment par la méthode de valeur cible. L'extrait de tableau de calcul dans Excel est le suivant :

Tableau 32 : Résultats du calage hydraulique par Excel pour déterminer la hauteur d'eau en aval du barrage

Qn (m³/s)	b (m)	Haval (m)	S (m²)	P (m)	Rh (m)	Qc (m³/s)	DQ/Q (%)
8,62	2,50	1,67	4,17	5,84	0,71	2,64	0,0%

D'après le tableau, la hauteur d'eau en aval du barrage est donc de **1,67[m]**.

Ainsi, on obtient : $l_v + \left(\frac{l_h}{3}\right) = 2,67$ et $C'h = 1,33$

Donc,

$$l_v + \left(\frac{l_h}{3}\right) > C'h \Rightarrow \text{La règle de LANE est vérifiée.}$$

Les caractéristiques du barrage sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 33 : Caractéristiques du barrage

Hauteur seuil (m)	1,20
Largeur crête (m)	0,50
Largeur à la Base (m)	1,22
Talus paroi aval (m/m)	0,60
Radier aval (m)	1,50
Epaisseur radier (m)	0,20
H amont (m)	2,10
H aval (m)	1,67
Hauteur de sédiments (m)	0,25

NB : Dans cette étude, les parafoilles et les enrochements ne sont plus obligatoires car on a une fondation rocheuse. Cependant, il faut que le barrage soit bien encastré dans le sol de fondation.

VII.1.6.4 Dimensions du bassin de dissipation

Pour éviter l'érosion au niveau du lit de la rivière à l'aval immédiat du seuil, on doit construire un bassin de dissipation. Il sert à dissiper l'énergie du ressaut.

Pour dimensionner le bassin de dissipation, il faut déterminer :

- La puissance de l'énergie à dissiper P, telle que :

$$P = \rho g \Delta H \frac{Q}{735}$$

Avec :

- P = puissance exprimée en [CV],
- Q = débit de crue [m³/s],
- ΔH = dénivelée entre plan d'eau amont aval [m],
- g = pesanteur [m/s²],
- ρ = masse volumique de l'eau [Kg/m³].

On obtient : **P=125[CV]**

- Le volume du bassin V, en admettant qu'il faudra 1[m³] de bassin pour dissiper une puissance 5 à 10[CV] pour les petits barrages (Source : Cours Hydraulique Agricole, 5^{ème} année). On considère ici que 1[m³] du bassin peut dissiper 10[CV]. Alors:

$$V = \frac{P}{10}$$

Après calcul, on obtient : **V = 12,5 [m³]**

- La longueur du bassin L_b, telle que :

$$L_b = \frac{V}{L_s * H_{aval}}$$

- L_s : longueur du seuil égale à 2,5[m],
- H_{aval} : hauteur d'eau en aval du barrage égale à 1,67[m],
- V : volume du bassin égale à 12,5[m³].

On obtient : **L_b = 3[m]**

Les caractéristiques du bassin de dissipation sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 34 : Caractéristiques du bassin de dissipation

Puissance fournie (CV)	125
Volume bassin (m³)	12,5
Longueur bassin (m)	3

VII.1.7 Stabilité du barrage

En général, quatre conditions doit être vérifiées pour assurer la stabilité du barrage, à savoir :

- La stabilité au glissement,
- La stabilité au renversement,
- La stabilité à la flottaison,
- La stabilité élastique ou condition de non poinçonnement de la fondation.

Dans cette étude, la stabilité du barrage à la flottaison est déjà assurée car notre barrage est construit sur une fondation rocheuse.

VII.1.7.1 Stabilité au glissement

Une condition doit être assurée pour que le barrage soit stable au glissement, telle que :

$$K_g = \frac{\Sigma W * tg\phi}{\Sigma P} > 1$$

Avec :

- K_g : Coefficient de glissement,
- P : Poussée de l'eau à l'amont de l'ouvrage,
- W : Forces verticales dues au poids du barrage,
- $Tg \phi$: 0,75 pour une fondation constituée de roche.

Dans ce cas, les sous-pressions sont presque négligeables car on a une fondation rocheuse.

Après calcul, on obtient : **$K_g = 1,73 > 1 \Rightarrow$ Le barrage est stable au glissement.**

Les détails de calcul sur Excel sont portés en annexe 4, pages v, vi, vii, viii et ix.

VII.1.7.2 Stabilité au renversement

La stabilité de l'ouvrage au renversement sera obtenue lorsque la somme des moments des forces tendant à le faire basculer autour du point de rotation est inférieure à la somme des moments des forces tendant à le stabiliser. La stabilité du barrage au renversement est obtenue lorsque le coefficient de sécurité K_r supérieur à 1,5. De préférence, la valeur K_r doit être entre 1,5 et 2 pour des raisons économiques.

$$k_r = \frac{\text{moments des forces stabilisantes}}{\text{moments des forces destabilisantes}} = \frac{M_s}{M_r}$$

Avec :

- La force déstabilisatrice est la poussée de l'eau,
- La force stabilisatrice est le poids propre du barrage.

On obtient, **$K_r = 1,78 > 1,5 \Rightarrow$ Le barrage est stable au renversement.**

VII.1.7.3 Stabilité élastique ou condition de non poinçonnement de la fondation

La vérification de la stabilité élastique consiste à calculer les contraintes à la base et dans le corps de l'ouvrage. La condition de non poinçonnement est vérifiée si la contrainte sur le sol de fondation est admissible, telle que :

$$\sigma_{sol} \geq \sigma_{max}$$

- σ_{sol} est la résistance du sol de fondation,
Dans ce cas, **$\sigma_{sol} = 100 \text{ à } 150 [T/m^2]$** pour le cas des roches compactes (Référence : annexe 3, page v).

- σ_{max} est obtenue par la formule suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}$$

Avec :

- N : somme des efforts normaux à la section (T)
- S : aire de la section (m²)
- M : moment fléchissant dans la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du radier (kg.m)
- I : moment d'inertie rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du radier (kg.m). Le moment d'inertie I est obtenu par la formule : $I = \frac{b^3}{12}$
- v = distance maximale de l'axe neutre = b/2 (m)

Après calcul, on obtient : $\sigma_{max} = 1,60[T/m^2] < 100[T/m^2]$.

⇒ la stabilité élastique ou condition de non poinçonnement de la fondation est assurée.

VII.2 Le bassin de captage (postes de traitement)

Le bassin de captage est divisé en trois compartiments.

- Le premier compartiment est un décanteur, pour éliminer les matériaux en suspension dans l'eau brute. Il est équipé d'un système de dégrillage qui sert à retenir les gros matériaux dans l'eau brute.
- Le deuxième compartiment joue le rôle d'un filtre, comportant les matériaux filtrants composés d'une couche de caillasse, d'une couche de sable et d'une couche de gravier. Le filtre est équipé de tuyaux perforés (crépine), pour éviter l'intrusion des matériaux filtrants dans les conduites.
- Le troisième compartiment est une chambre de mise en charge. Il servira à remplir la conduite d'amenée et à maintenir la charge nécessaire à la prise.

Ces compartiments sont interconnectés entre eux sur le fond du bassin. Un système de vidange de fond sera branché dans le décanteur, pour entretenir le bassin de captage. De ce fait, le fond de chaque compartiment est muni d'une pente douce vers la vidange. Le poste de traitement sera aussi équipé de dalles de couverture, et d'un trop-plein pour évacuer le surplus d'eau. Il sera réalisé en béton armé dosé à 350[kg/m³].

Les plans du bassin de captage sont portés en annexe 10, pages xxix et xxx.

VII.2.1 Dimensions de la prise

La prise permet de laisser passer le débit désiré d'une façon plus ou moins constante. Elle est constituée par une ouverture aménagée dans un orifice et peut fonctionner de deux manières :

- Soit en orifice noyé,
- Soit en orifice dénoyé.

Dans ce projet, la prise fonctionne en orifice noyé et muni d'un dégrilleur qui servira à retenir les grosses particules que l'eau peut transporter. Pour un orifice noyé, le débit est donné par la formule suivante :

$$Q = \mu' S \left[U_2 + \sqrt{2gh + U_1^2 - U_2^2} \right]$$

(Source : Manuel d'Hydraulique Général. LANCASTRE ; page 155, paragraphe 7.6)

Comme les vitesses U_1 (vitesse moyenne à l'amont de la prise), et U_2 (vitesse moyenne à l'aval de la prise) sont très faibles, l'équation devient :

$$Q = \mu' S \sqrt{2gh}$$

- Q : le débit désiré en (m^3/s),
- μ' : coefficient de débit égal à 0,70.
- S : section de l'orifice en (m^2),
- g : accélération de la pesanteur, égale à $9,81(m/s^2)$
- h : la différence de niveau d'eau amont et aval de la prise, égale à 0,20 (m).

VII.2.2 Dimensions du décanteur

Le décanteur sert à faire décanter les matériaux en suspension pour former des boues. Les phénomènes de décantation se produisent, pour des tailles de particules données, à des vitesses d'eau spécifiques. On estime des vitesses minimum à respecter pour éviter la décantation selon le type de particules considérées. Il est dimensionné de tel sorte que les matériaux en suspension soient déposés au fond du bac. Il existe trois(3) types de décanteur, selon les vitesses de décantation.

- Les décanteurs statiques,
- Les décanteurs à recirculation des boues,
- Les décanteurs dynamiques.

La vitesse de décantation pour chaque type de décanteur est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 35 : Vitesse de décantation

	décanteurs statiques	décanteurs à recirculation des boues	décanteurs dynamiques
vitesse de décantation(m/h)	1	1,5 à 2	2,5 à 3,5

(Source : Cours traitement des eaux - 5^{ème} année)

Pour cette étude, on va prendre le cas d'un décanteur à recirculation des boues avec une vitesse de décantation de **2[m/h]**. La section du décanteur est obtenue par la formule de continuité :

$$Q_u = V * S_d$$

- Q_u : débit utile ou débit de projet égale à $1,69[l/s]$,
- V : vitesse de décantation égale à $1[m/h]$,
- S_d : section du décanteur.

Après calcul, on obtient : **$S_d = 3[m^2]$** .

On fixe la longueur du décanteur, égale à **1,80[m]**, sa largeur est donc de **1,70[m]**. La hauteur d'eau dans le décanteur étant de **1[m]** ; avec une revanche de **20[cm]**, la hauteur de l'ouvrage serait égale à **1,20[m]**. Les caractéristiques du décanteur sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 36 : Caractéristiques du décanteur

longueur du décanteur(m)	1,80
largeur du décanteur(m)	1,70
hauteur d'eau(m)	1,00
hauteur du décanteur(m)	1,20

VII.2.3 Dimensions du compartiment à filtre

Le but de la filtration est de séparer les constituants d'un mélange liquide - solide par passage à travers un milieu filtrant composé par trois(3) couches :

- Couche supérieure caractérisée par des caillasses d'épaisseur 20(cm),
- Couche filtrante caractérisée par des sables d'épaisseur 20(cm),
- Couche inférieure caractérisée par des graviers d'épaisseur 20(cm).

Le choix du type de filtre dépend de plusieurs facteurs: le débit et la concentration de la suspension, les caractéristiques physiques et chimiques des liquides et des solides. Pour ce cas, on a choisi le filtre de type lent car il permet d'améliorer les qualités physico-chimiques et bactériologiques de l'eau brute.

L'écoulement dans le filtre se fait verticalement ascendant à travers les couches filtrantes, et assimilé à un écoulement à travers un milieu poreux. Donc, on peut évaluer les pertes de charges dans le filtre par la loi de DARCY, telle que :

$$\frac{Q}{S} = K \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Dans laquelle :

- ΔH : Perte de charge [m],
- ΔL : Epaisseur de la couche traversée par l'eau [m], égale à 0,60[m]
- Q : Débit d'infiltration [m³/s], égal à 0,0017[m³/s]
- K : Coefficient de perméabilité [m/s], égal à 10⁻² [m/s],
- S : Surface filtrante [m²], égale à 3[m²].

Après calcul, on obtient : **$\Delta H = 0,034[m] = 3,4[cm]$** . Pour assurer le fonctionnement de l'ouvrage de filtration, on majorera la charge à **10 [cm]**.

Les caractéristiques du bac à filtre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 37 : Caractéristiques du bac à filtre

longueur du bac à filtre(m)	1,80
largeur du bac à filtre (m)	1,70
hauteur d'eau(m)	0,90
hauteur du bac à filtre (m)	1,20

VII.3 Les brises charges

Les brises charges sont des ouvrages intermédiaires dans lesquelles une partie de l'énergie que possède l'eau à son entrée se trouve brisée et laminée par une vanne pointeau, donnant ainsi une perte de charge singulière. Une fois le calcul de diamètre des conduites effectué, on porte sur un profil en long établi selon le tracé de la canalisation le profil piézométrique.

Pour ce projet, il est indispensable de mettre en œuvre cinq unités qui jouent à la fois le rôle de brise charge, de décanteur et de filtre. Celui situé en quatrième position à partir du barrage est muni d'un partiteur qui assure la répartition de débit vers Soavinarivo et Andranomadio.

Ces brises charges seront construites en béton armé dosé à $350[\text{kg}/\text{m}^3]$ et seront toutes munies d'une vanne à l'entrée et à la sortie et d'un regard en béton armé de $0,6 \times 0,6 \times 0,8[\text{m}]$. Elles sont caractérisées par trois compartiments interconnectés entre eux et munies d'une vidange de fond qui sert à évacuer les dépôts sur le fond.

De son rôle de décanteur, le principe de dimensionnement de ces brises charges est la même que celui dans le paragraphe VII.2.2. Les dimensions de ces ouvrages sont données dans le tableau suivant :

Tableau 38 : Caractéristiques des brises charges

Désignation	Longueur(m)	Largeur(m)	hauteur d'eau(m)	hauteur (m)	dimensions des compartiments
BRISE CHARGE 1	1,5	1	1	1,2	3 Compartiments de 1x0,5m Chacun
BRISE CHARGE 2	1,5	1	1	1,2	3 Compartiments de 1x0,5m Chacun
BRISE CHARGE 3	1,5	1	1	1,2	3 Compartiments de 1x0,5m Chacun
BRISE CHARGE 4/partiteur	1	1	1	1,2	1 Compartiment de 1x0,5m
					1 Compartiment de 0,5x0,4m pour Soavinarivo
					1 Compartiment de 0,5x0,6m pour Andranomadio
BRISE CHARGE 5	1,5	1	1	1,2	3 Compartiments de 1x0,5m Chacun

Les plans des brises charges sont portés en annexe 11, pages xxxi et xxxii, et les coordonnées de l'emplacement de ces ouvrages sont données dans le tableau suivant :

Tableau 39 : Coordonnées de l'emplacement des brises charges

désignation	coordonnées
brise charge 1	18°50'16,7" S
	46°10'15,8" E
brise charge 2	18°50'20,8" S
	46°09'41,9" E
brise charge 3	18°50'14,5" S
	46°09'07" E
brise charge 4/partiteur	18°50'13,7" S
	46°08'58,9" E
brise charge 5	18°49'52,4" S
	46°07'58,9" E

VII.4 Les conduites d'amenées

Les conduites d'amenées ont pour rôle de ramener l'eau du barrage de captage vers le réservoir de stockage.

VII.4.1 Choix du type des tuyaux utilisés

On distingue plusieurs types de tuyaux, à savoir :

- Les tuyaux métalliques : en Fonte ou en Acier galvanisé,
- Les tuyaux en ciment : Béton Armé ou en Béton précontraint, ou en Amiante ciment,
- Les tuyaux plastiques : PVC (Polyvinyle chlorure) et PEHD : (Polyéthylène Haute Densité).

Pour des raisons économiques et techniques, ce sont les tuyaux plastiques de type PEHD possédant une pression nominale de 10[bars] qu'on va utiliser dans ce projet. Les conduites en PEHD sont moins coûteuses et plus élastiques que les autres. Dans les passages difficiles comme les ravins et les talwegs, on utilisera des tuyaux en acier galvanisés car ils résistent mieux aux chocs et aux paramètres climatiques.

VII.4.2 Le tracé des conduites

Pour le tracé des conduites, il faut chercher le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation.

Dans ce présent projet, la distance entre le barrage et le Réservoir d'Andranomadio est de 13200[m], et la distance entre le partiteur et le réservoir de Soavinarivo est de 3000[m].

Les dimensions des conduites d'amenées sont données dans le tableau 44, page 67.

VII.5 Les réservoirs de stockage

VII.5.1 Rôles du réservoir

Le réservoir est un ouvrage de stockage qui assure les débits maximaux demandés en heures de pointes, et régularise les pressions dans les réseaux de distribution.

VII.5.2 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir dépend surtout de la topographie de la zone à desservir. Comme dans ce projet, on a le type d'adduction d'eau gravitaire par système de vase communicante, il faut choisir l'endroit le plus haut dans les villages pour l'emplacement du réservoir.

D'après les levés topographiques que nous avons effectué, les endroits qui possèdent les altitudes satisfaisantes pour l'emplacement des réservoirs sont repérés par les coordonnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 40 : Altitudes et coordonnées de l'emplacement des réservoirs

Réservoirs	Altitudes (m)	Coordonnées GPS	Coordonnées Laborde [Km]
Andranomadio	920	18°50'1.29"S	X = 361,276
		46° 04'9.87"E	Y = 807,441
Soavinarivo	884	18°49'30.67"S	X = 367,652
		46° 07'47.78"E	Y = 808,394

VII.5.3 Forme du réservoir

Il existe plusieurs formes de réservoir, à savoir :

- Les formes cubiques,
- Les formes parallélépipédiques,
- Les formes cylindriques.

La plupart du temps, les petits réservoirs sont de formes cubiques ou parallélépipédiques. Par contre la forme circulaire est moins coûteuse et présente l'avantage d'avoir une pression uniformément répartie sur les parois, mais difficile à mettre en œuvre.

Pour la facilité de construction, il a été décidé que les réservoirs d'Andranomadio et de Soavinarivo seront de formes parallélépipédiques à sections carrées.

VII.5.4 Choix du type de réservoir

Il existe trois(3) types de réservoir :

- Réservoir enterré,
- Réservoir semi-enterré,
- Réservoir sur tour (surélevé).

Le choix du type de réservoir dépend des critères d'ordre technique et financière. Pour régler les problèmes de pression dans les conduites de distribution, les deux réservoirs seront surélevés de **2,5[m]**.

VII.5.5 Capacité théorique des réservoirs

La capacité théorique du réservoir est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$V = 10X$$

(Référence : A .DUPONT, hydraulique urbaine, Tome II : Ouvrages de transport - élévation et distribution des eaux, Eyrolles, Paris, 1974, p.342)

Dans laquelle :

- V : Capacité théorique du réservoir [m³],
- X = C/24 : Débit horaire moyen de consommation [m³/h],
- C : Consommation totale sur 24h [m³/j].

Après calcul, on obtient les capacités des réservoirs dans le tableau ci-dessous :

Tableau 41 : Capacité théorique des réservoirs

Réservoir	Capacité (m³)
Andranomadio	44
Soavinarivo	11

VII.5.6 Calcul de la capacité des réservoirs à partir de la formule utilisée par Caritas Madagascar

La formule utilisée par CARITAS Madagascar pour le calcul de la capacité du réservoir est la suivante :

$$V = \frac{C * t}{1000 * K}$$

Dans laquelle :

- V : volume du réservoir [m³],
- K : coefficient de majoration égal à 1,1
- C : consommation journalière de la population égale à 121000[l/j] pour Andranomadio et 26000[l/j] pour Soavinarivo,
- t : temps de remplissage du réservoir par jour, égal à 8/24 [h].

Après calcul, on obtient les valeurs dans le tableau suivant:

Tableau 42 : Capacité des réservoirs selon la méthode de Caritas Madagascar

Réservoirs	Capacité (m³)
Andranomadio	37
Soavinarivo	8

Pour des raisons économiques, ce sont les valeurs obtenues à partir de la méthode de Caritas Madagascar qu'on va prendre dans la suite de l'étude.

VII.5.7 Caractéristiques des réservoirs

Les réservoirs de stockage d'Andranomadio et de Soavinarivo ont les dimensions respectives suivantes:

- **4,50 x 4,50 x 2,30 [m]** de dimension extérieure avec deux compartiments séparés par un mur de **10[cm]** d'épaisseur, qui sert également d'appuis pour la dalle supérieure ou couvercle.
- **2,30 x 2,30 x 2,20 [m]** de dimension extérieure avec un seul compartiment pour Soavinarivo.

Les réservoirs seront réalisés en béton armé dosé à 375[kg/m³] avec une épaisseur de 15 [cm] à l'intérieur desquels un enduit et une chape étanche incorporée de produits hydrofuges « sicalite » sont introduits pour éviter les éventuelles fuites sur le corps de l'ouvrage. Les deux réservoirs seront surélevés de 2,5[m] sur trois culées en maçonnerie de moellons hourdés au mortier dosé à 350[kg/m³]. Les cuves des réservoirs seront installées sur les culées par des chevêtres sur appuis simples. Des matériaux

imperméables seront entreposés entre les chevêtres et les cuves, pour éviter la cohésion des deux ouvrages.

Les réservoirs seront munis des équipements suivants :

- Une aération, qui sert d'entrée de l'oxygène de l'air pour entretenir la qualité de l'eau stockée ;
- Une conduite d'arrivée possédant une vanne d'arrêt, dont l'entrée est placée à la partie supérieure du réservoir, permet l'introduction de l'eau dans le réservoir;
- Des conduites de distribution munies de vanne placées à la partie inférieure du réservoir, qui servent à distribuer l'eau du réservoir vers les points de puisage ;
- Un trop plein qui sert à évacuer les surplus d'eau par rapport à la capacité du réservoir;
- Une vidange de fond qui sert à évacuer l'eau du réservoir lors de l'entretien ou de la réparation. Le dispositif de vidange est aussi muni d'une vanne.
- Un trou d'homme, de dimensions 0,80 x 0,80 [m] qui sert d'accès à l'intérieur du réservoir durant les entretiens périodiques.
- Deux regards à l'entrée et à la sortie, de dimension 1,00x0,80x0,80[m], en béton armé avec tampons pour abriter les vannes.

Les plans des réservoirs sont portés en annexe 12, pages xxxiii et xxxiv.

VII.5.8 Étude de stabilité du réservoir sur tour

La stabilité de l'ouvrage au renversement sera obtenue lorsque le coefficient de sécurité K_r est supérieur à 1,5 ; telle que :

$$k_r = \frac{\text{moments des forces stabilisantes}}{\text{moments de renversement}} = \frac{M_s}{M_r}$$

Comme les deux réservoirs sont surélevés, les forces qui tendent à basculer les ouvrages sont surtout les forces du vent. La pression du vent dans la Région Bongolava est égale à $P_v = 217[\text{Kg/m}^2]$ (Source : Règle pour constructions para-cycloniques, Météorologie Nationale, page 10).

Tableau 43 : Calcul du moment de renversement dû au vent

RESERVOIR ANDRANOMADIO	Surface exposée S [m ²]	Forces de pression : $P_v \times S$ [Kg]	Bras de levier par rapport à l'axe au sol [m]	Moment de renversement M_r [Kgm]
dalle supérieure	0,68	147,56	4,70	693,532
cuve	9,90	2148,30	3,60	7733,88
dalle inférieure	0,98	212,66	2,50	531,65
culées	11,25	2441,25	1,25	3051,56

RESERVOIR SOAVINARIVO	Surface exposée S [m ²]	Forces de pression : P _v x S [Kg]	Bras de levier par rapport à l'axe au sol [m]	Moment de renversement Mr [Kgm]
dalle supérieure	0,35	75,95	4,70	356,965
cuve	4,95	1074,15	3,60	3866,94
dalle inférieure	0,54	117,18	2,50	292,95
culées	5,62	1219,54	1,25	1524,43

On obtient : $\Sigma Mr_1 = 12010,62[\text{kgm}]$ et $\Sigma Mr_2 = 6041,28[\text{kgm}]$

Ces moments de renversement total seront affectés d'un coefficient $\frac{5}{3}$ car on considère que le réservoir est vide et que le vent est maximale.

Alors, $Mr' = \frac{5}{3} \times \Sigma Mr$

Soit, $Mr'_1 = 20017,71[\text{kgm}]$ et $Mr'_2 = 10068,80[\text{kgm}]$

Comme tous les efforts dus au poids de l'ouvrage sont transmis aux semelles par l'intermédiaire des culées, le bras de levier sera $d/2$ (d étant la distance entre axe culées).

Soit, $M_{s1} = P_{\text{totale}} \times \frac{d_1}{2} = 64779,68 \times \frac{1,20}{2} = 38867,40[\text{kgm}]$

Et, $M_{s2} = P_{\text{totale}} \times \frac{d_2}{2} = 49431,7 \times \frac{0,7}{2} = 17301,10[\text{kgm}]$

D'où, $\frac{M_{s1}}{M'_{r1}} = \frac{38867,40}{20017,71} = 1,94 > 1,5$

Et $\frac{M_{s2}}{M'_{r2}} = \frac{17301,10}{10068,80} = 1,71 > 1,5$

⇒ Les deux réservoirs sont stables au renversement.

VII.6 Les réseaux de distribution

Les réseaux de distribution ont pour rôle de ramener l'eau, à partir du réservoir jusqu'aux points de puisages (BF), et de fournir le débit maximal avec une pression au sol minimal compatible avec la hauteur voulue. L'eau sera distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée.

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccords, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...).

VII.6.1 Structure des réseaux

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux:

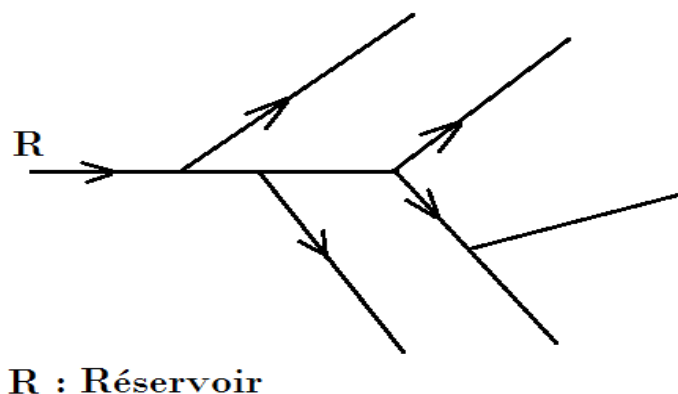
- réseaux ramifiés et,
- réseaux maillés.

VII.6.2 Réseau ramifié

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires,....Chaque point du réseau est alimenté en eau d'un seul côté.

Ce type de réseau est souvent utilisé dans les zones de faible ou moyenne densité humaine. L'inconvénient de son installation est qu'en cas de rupture d'une conduite quelconque, tous les abonnés situés à l'aval de ce dernier seront privés d'eau. Cependant, l'utilisation de ce type de ce réseau offre des avantages économiques.

Figure 3 : Réseau ramifié

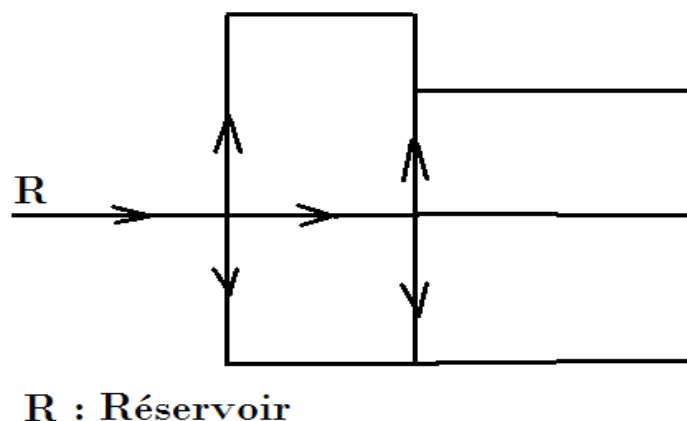


VII.6.3 Réseau maillé

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires, permettant une alimentation de retour. Chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés.

Ce type de réseau est souvent utilisé dans les zones à forte densité humaine, et permet une répartition uniforme de pression et de débit dans les conduites. Le seul inconvénient c'est que sa mise en œuvre est élevée.

Figure 4 : Réseau maillé



Dans ce projet, il a été décidé d'adopter le type « réseau ramifié ». Les schémas synoptiques du réseau de distribution d'Andranomadio et de Soavinarivo sont portés en annexe 15, pages xlii et xliii.

Pour Andranomadio :

- le réseau dessiné en rouge, noté « réseau principal I » comportent trois ramifications pour la BF1, le DLM du CEG et le DLM de l'EPP ;
- le réseau dessiné en violet, noté « réseau principal II » comportent six ramifications pour la BF2, la BF3, la BF4, la BF5, la BF6 et la BF7;
- le réseau dessiné en vert, noté « réseau principal III » comporte cinq ramifications pour la BF8, la BF9, la BF10, la BF11, et la BF12;
- le réseau dessiné en bleu, noté « réseau principal IV » comporte quatre ramifications pour la BF13, la BF14, la BF15, et le DLM de L'EPC.

Le réseau de distribution de Soavinarivo ne comporte qu'un seul réseau principal avec quatre ramifications pour la BFI, la BFII la BFIII et le DLM de l'EPC.

VII.6.4 Choix du type des tuyaux utilisés

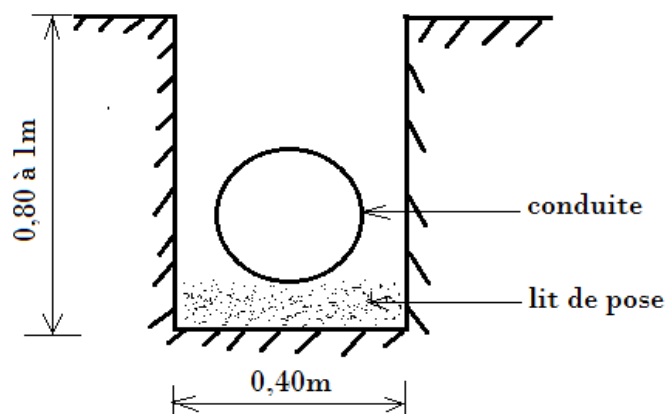
Comme dans le choix pour les conduites d'amenées, toutes les conduites de distribution sont de type PEHD possédant une pression nominale de 8[bars].

VII.6.5 Pose des conduites

La pose des conduites se fait dans une canalisation de 0,80[m] de profondeur, avec 0,40[m] de large pour faciliter l'entretien des branchements des conduites. Dans les passages des champs de culture et des routes, la profondeur des canalisations serait de 1[m].

Pour que les conduites résistent aux surcharges, la pose des conduites sera effectuée sur une couche de sable de 0,10 à 0,20[m] d'épaisseur surtout dans les passages des routes,

Figure 5 : Pose des conduites



VII.6.6 Dimensionnement des conduites

VII.6.6.1 La charge hydraulique

La charge hydraulique en [m] dans une section quelconque d'une conduite est définie par le principe de Bernoulli suivant :

$$H = \frac{P}{\rho g} + \alpha \frac{U^2}{2g} + z$$

Dans laquelle :

- U est la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite en (m/s),
- P est la pression moyenne dans la conduite, en (Pa),
- g est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s²),
- z est la cote moyenne de la conduite, en (m),
- ρ est la masse volumique de l'eau (=1000 Kg/m³),
- α est un coefficient dû à la non homogénéité des vitesses dans la section égal à 1 dans ce cas.

La pression amont et la pression aval se déduisent par les relations suivantes :

$$\frac{P_{amont}}{\rho g} = H_{amont} - Z_{amont} \quad \text{et} \quad \frac{P_{aval}}{\rho g} = H_{aval} - Z_{aval} - \frac{U^2}{2g}$$

Dans lesquelles :

- $\frac{P_{amont}}{\rho g}$ et $\frac{P_{aval}}{\rho g}$ sont respectivement la pression amont et la pression aval en [m],
- Z_{amont} et Z_{aval} sont respectivement les cotes amont et les cotes aval en [m],
- H_{amont} est la charge amont,
- H_{aval} est la charge aval telle que $H_{aval} = H_{amont} - \Delta H(\text{perte de charge totale})$

VII.6.6.2 La vitesse de l'eau

Dans une adduction d'eau potable, la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite doit être comprise entre 0,4[m/s] à 1,7[m/s]. Si cette vitesse est trop faible, il y a une formation de dépôt dans les conduites qu'il est parfois difficile à évacuer, par contre si elle est trop élevée, elle risque de provoquer l'usure prématurée de la conduite et de créer des pertes de charges dues au frottement trop importantes.

Une fois le diamètre pour chaque tronçon est choisi, la vitesse peut se calculer par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite [m/s],
- Q : Débit à transiter [m³/s],
- D : Diamètre intérieur de la conduite [m].

VII.6.6.3 Les pertes de charges

Les pertes de charges sont en réalité de deux types :

- perte de charge linéaire (ou répartie sur toute la longueur de la conduite): due aux frottements visqueux, à la turbulence et aux frottements contre les parois des canalisations,
- perte de charge singulière (ou locale): due aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation comme les changements brusques de direction, le rétrécissement de la canalisation, les Té, les vannes, les coudes.

❖ Perte de charge linéaire

Il existe de nombreuses formules pour évaluer la perte de charge linéaire, mais la plus utilisée est la formule de Darcy-Weisbach :

$$J = \lambda \frac{L}{D} \frac{U^2}{2g}$$

La perte de charge j par mètre de longueur de la conduite est:

$$j = \lambda \frac{1}{D} \frac{U^2}{2g}$$

Avec :

- J : perte de charge linéaire en [m],
- L : la longueur totale de la conduite en [m],
- j : perte de charge unitaire [m/m],
- Q : Débit de l'écoulement [m³/s],
- D : Diamètre intérieur de la conduite [m],
- λ : Coefficient de perte de charge,
- g : Accélération de la pesanteur [m/s²].

Le coefficient de perte de charge λ est donné en fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative, et peut être évalué soit avec le Diagramme logarithmique de Moody, soit à l'aide de différentes formules empiriques qui dépendent surtout du régime d'écoulement. La plus utilisée est la formule de Colebrook telle que :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge,
- k : Coefficient de rugosité de la paroi interne de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite [m],
- Re : Nombre de Reynolds,

Le nombre de Reynolds Re est déterminé par : $Re = \frac{VD}{\nu}$

- ✓ V : Vitesse de l'écoulement [m/s],
- ✓ D : Diamètre intérieur de la conduite [m],
- ✓ ν : Viscosité cinématique du fluide égale à 10⁻⁶ [m²/s] pour l'eau.

La perte de charge linéaire unitaire pour les tuyaux plastiques s'obtient par l'application de la formule de Colebrook suivante :

$$j = 0,000831 * Q^{1,71} * D^{-4,75}$$

(Source : Pont à Mousson, Canalisation, page 131)

Dans laquelle :

- Q : Débit de l'écoulement [m³/s],
- D : Diamètre intérieur de la conduite [m].

❖ Perte de charge singulière

La perte de charge singulière Δh provoquée par les singularités peut généralement être déterminée par la formule :

$$\Delta h = k \frac{U^2}{2g}$$

Avec :

- k : Coefficient de perte de charge singulière qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité,
- U : Vitesse de l'écoulement (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur [m/s²].

Dans cette étude, les pertes de charge singulière sont estimées à 10 % de la perte de charge linéaire. Mais en général, elle est souvent très faible voire négligeable compte tenu de l'importance de la longueur de la canalisation.

La perte de charge totale ΔH peut être calculée par la relation:

$$\Delta H = J + \Delta h$$

Avec :

- ΔH : perte de charge totale en [m],
- J : perte de charge linéaire en [m],
- Δh : perte de charge singulière en [m].

VII.6.6.4 Les pressions au sol

La pression au sol est exprimée en mètre colonne d'eau en extrémité aval du tronçon considéré, telle que :

$$\text{Pression au sol [m]} = \text{Hauteur piézométrique [m]} - \text{Côte au sol [m]}$$

Pour assurer l'arrivée de l'eau au niveau des BF et pour une bonne tenue de la conduite, la pression minimale admissible dans cette étude est de 3[m] colonne d'eau et la pression maximale admissible est de 50[m] colonne d'eau.

VII.6.6.5 Calcul hydraulique des conduites d'amenées et des réseaux de distribution

Les dimensions des conduites d'amenées et les réseaux de distribution de l'AEP d'Andranomadio et de Soavinarivo sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 44 : *Calculs hydrauliques des conduites d'amenées et des réseaux de distribution*

TRONCONS	Côtes		L[m]	Q [l/s]	Diamètre PEHD(mm)	j[m/m]	ΔH Total	CHARGE [m]		U[m/s]	U2/2g	Pression [m]		PN[bars]
	Amont[m]	Aval[m]					J + Δh	Amont	Aval			amont	aval	Tuyau
Conduites d'Amenées														
source - BC1	300,00	260,78	764,00	2,50	63	0,0599	50,3620	301,20	250,84	1,44	10,20	1,20		10
BC1 - BC2	260,78	217,06	1087,00	2,35	63	0,0134	16,0280	261,78	245,75	1,25	7,63	1,00	21,07	10
BC2 - BC3	217,06	168,25	1205,00	2,20	63	0,0120	15,8730	218,06	202,19	1,22	7,26	1,00	26,68	10
BC3 - BC4	168,25	108,85	250,00	2,05	50	0,0318	8,7480	169,25	160,50	1,35	8,92	1,00	42,73	10
VERS SOAVINARIVO														
BC4 - BC5	108,85	57,45	1160,00	0,35	32	0,0129	16,4570	109,85	93,39	0,84	3,48	1,00	32,46	10
BC5 - Rs	57,45	7,36	2090,00	0,30	32	0,0099	22,7800	58,45	35,67	0,57	1,57	1,00	26,74	10
VERS ANDRANOMADIO														
BC4 - Ra	90,47	40,01	9752,00	1,70	75	0,0034	36,1090	109,85	73,74	0,56	1,56	19,38	32,17	10
RESEAUX DE DISTRIBUTION D'ANDRANOMADIO														
RESEAU I (VERS BELOBAKA)														
Ra - A	40,01	39,82	60,00	1,25	63	0,0046	0,3010	73,74	73,44	0,53	1,36	33,73	32,26	8
A - B	39,82	39,23	50,00	0,75	50	0,0057	0,3130	73,44	73,13	0,54	1,44	33,62	32,46	8
B - BF1	39,23	39,15	15,00	0,25	32	0,0073	0,1200	73,13	73,01	0,41	0,81	33,90	33,05	8
B - BF(EPP)	39,23	37,56	100,00	0,50	40	0,0082	0,9050	73,13	72,22	0,58	1,68	33,90	32,98	8
A - BF(CEG)	39,82	37,47	170,00	0,50	40	0,0082	1,5380	73,44	71,90	0,52	1,33	33,62	33,11	8
RESEAU II														
Ra - C	40,01	37,79	460,00	1,50	75	0,0027	1,3750	73,74	72,37	0,41	0,84	33,73	33,74	8
C - BF2	37,79	35,32	25,00	0,25	32	0,0073	0,2000	72,37	72,17	0,41	0,81	34,58	36,04	8
C - D	37,79	36,98	140,00	1,25	75	0,0020	0,3060	72,37	72,06	0,47	1,10	34,58	33,98	8
D - BF3	36,98	35,84	22,00	0,25	32	0,0073	0,1760	72,06	71,88	0,41	0,81	35,08	35,23	8

TRONCONS	Côtes		L[m]	Q [l/s]	Diamètre PEHD(mm)	j[m/m]	ΔH Total	CHARGE [m]		U[m/s]	U2/2g	Pression [m]		PN[bars]
	Amont[m]	Aval[m]					J + Δh	Amont	Aval			amont	aval	Tuyau
VERS BEMAHATAZANA														
D - E	36,98	37,61	370,00	1,00	63	0,0030	1,2660	72,06	70,79	0,72	2,56	35,08	30,63	8
E - BF4	37,61	37,60	20,00	0,25	32	0,0070	0,1600	70,79	70,63	0,41	0,81	33,18	32,22	8
E - F	37,61	35,94	200,00	0,75	50	0,0060	1,2540	70,79	69,54	0,47	1,09	33,18	32,51	8
F - BF5	35,94	35,90	20,00	0,25	32	0,0070	0,1600	69,54	69,38	0,41	0,81	33,60	32,67	8
F - G	35,94	29,60	325,00	0,50	40	0,0080	2,9400	69,54	66,60	0,62	1,90	33,60	35,10	8
G - BF6	29,60	29,55	20,00	0,25	32	0,0070	0,1600	66,60	66,44	0,41	0,81	37,00	36,08	8
G - BF7	29,60	32,30	200,00	0,25	32	0,0070	1,5960	66,60	65,00	0,41	0,81	37,00	31,89	8
RESEAU III														
Ra - H	40,01	37,22	510,00	1,25	63	0,0046	2,5550	73,74	71,19	0,46	1,03	33,73	32,94	8
H - BF9	37,22	37,10	15,00	0,25	32	0,0073	0,1200	71,19	71,07	0,41	0,81	33,97	33,16	8
H - I	37,22	37,15	40,00	1,00	63	0,0031	0,1370	71,19	71,05	0,66	2,12	33,97	31,78	8
I - BF8	37,15	36,15	150,00	0,25	32	0,0073	1,1970	71,05	69,85	0,41	0,81	33,90	32,89	8
I - J	37,15	37,10	25,00	0,75	50	0,0057	0,1567	69,85	69,70	0,45	1,00	32,70	31,60	8
J - BF12	37,15	37,23	75,00	0,25	32	0,0073	0,5990	71,05	70,45	0,41	0,81	33,90	32,41	8
J - K	37,15	36,77	50,00	0,50	50	0,0028	0,1570	71,05	70,89	0,44	0,95	33,90	33,17	8
K - BF10	36,77	36,68	30,00	0,25	32	0,0073	0,2390	70,89	70,65	0,41	0,81	34,12	33,16	8
K - BF11	36,77	35,28	200,00	0,25	32	0,0073	1,5960	70,89	69,30	0,41	0,81	34,12	33,21	8

TRONCONS	Côtes		L[m]	Q [l/s]	Diamètre PEHD(mm)	j[m/m]	ΔH Total	CHARGE [m]		U[m/s]	U2/2g	Pression [m]		PN[bars]
	Amont[m]	Aval[m]					J + Δh	Amont	Aval			amont	aval	Tuyau
RESEAU IV														
Ra - L	40,01	36,87	610,00	1,25	63	0,0046	3,0560	73,74	70,68	0,46	1,03	33,73	32,79	8
L - BF(EPC)	36,87	37,49	50,00	0,50	40	0,0082	0,4520	70,68	70,23	0,52	1,33	33,81	31,42	8
L - M	36,87	34,55	100,00	0,75	40	0,0165	1,8100	70,68	68,88	0,78	2,98	33,81	31,34	8
M - BF13	34,55	34,33	50,00	0,25	32	0,0073	0,3990	68,88	68,48	0,41	0,81	34,33	33,34	8
M - N	34,55	36,91	70,00	0,50	40	0,0082	0,6330	68,88	68,24	0,71	2,46	34,33	28,88	8
N - BF14	36,91	36,01	61,00	0,25	32	0,0073	0,4870	68,24	67,76	0,47	1,09	31,33	30,66	8
N - BF15	36,91	35,90	180,00	0,25	32	0,0073	1,4360	68,24	66,81	0,41	0,81	31,33	30,10	8
RESEAUX DE DISTRIBUTION DE SOAVINARIVO														
Rs- O	7,36	5,51	100,00	1,25	50	0,0137	1,5020	35,67	34,17	0,75	2,78	28,31	25,88	8
O - BFI	5,51	5,36	15,00	0,25	32	0,0073	0,1200	34,17	34,05	0,44	0,94	28,66	27,75	8
O - P	5,51	2,32	90,00	1,00	40	0,0269	2,6630	34,17	31,50	0,98	4,74	28,66	24,45	8
P - BFII	2,32	2,21	15,00	0,25	32	0,0073	0,1200	31,50	31,38	0,55	1,50	29,19	27,68	8
P - R	2,21	-0,48	65,00	0,75	40	0,0165	1,1760	31,50	30,33	0,99	4,85	29,29	25,96	8
R - BFIII	-0,48	-0,64	15,00	0,25	32	0,0073	0,1200	30,33	30,21	0,60	1,78	30,81	29,07	8
R - BFIV(EPC)	-0,64	-1,38	100,00	0,50	32	0,0237	2,6110	30,33	27,72	1,02	5,09	30,97	24,00	8

L : Longueur de la conduite,

Q : Débit,

j : Perte de charge unitaire,

PN : Pression nominale,

J : Perte de charge linéaire,

Δh : Perte de charge singulière,

ΔH : perte de charge totale.

VII.7 Les bornes fontaines, les dispositifs de lavage des mains et les blocs sanitaires

Les bornes fontaines sont des ouvrages qui servent de puisage d'eau au niveau des consommateurs.

En général, une BF est destinée pour nombre de 200 à 300 habitants. Dans ce projet, une borne fontaine est conçue pour un nombre de 200 consommateurs.

La répartition de nombre de BF pour Andranomadio et Soavinarivo est la suivante :

- Andranomadio : 18 BF dont 15 pour puisage communautaire et 3 pour les institutions scolaires,
- Soavinarivo : 4 BF dont 3 pour puisage communautaire et 1 pour les institutions scolaires.

Dans ce projet, les dispositifs de lavage des mains et les blocs sanitaires sont tous destinés pour les institutions scolaires. La répartition de ces ouvrages est la suivante :

- Andranomadio: trois(3) DLM pour EPP, CEG et EPC et deux(2) blocs sanitaires à quatre compartiments composés de latrines et douches pour CEG et EPC.
- Soavinarivo : un(1) DLM pour EPC.

Les coordonnées de l'emplacement de ces ouvrages sont données en annexe 8, page xxvi. Les plans des DLMS sont portés en annexe 14, pages xl et xli. Et les plans des DLSH sont portés en annexe 13, pages xxxv, xxxvi, xxxvii, xxxviii et xxxix.

Chapitre 8 : Modélisation avec le logiciel EPANET 2.0

VIII.1 Introduction

Le logiciel EPANET est un logiciel de simulation de comportement hydraulique d'un réseau de distribution. Il permet une meilleure compréhension des écoulements et constitue une aide à la décision pour le dimensionnement et la gestion d'un réseau de distribution ou d'adduction d'eau.

Le logiciel est né suite à une initiative du Congrès des Etats-Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable.

VIII.2 Potentialités du logiciel

Le logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau à n'importe quel moment.

Il présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- Régulation des pressions dans le réseau,
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire,
- Dimensionnement de réseaux,
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau.

VIII.3 Présentation du logiciel

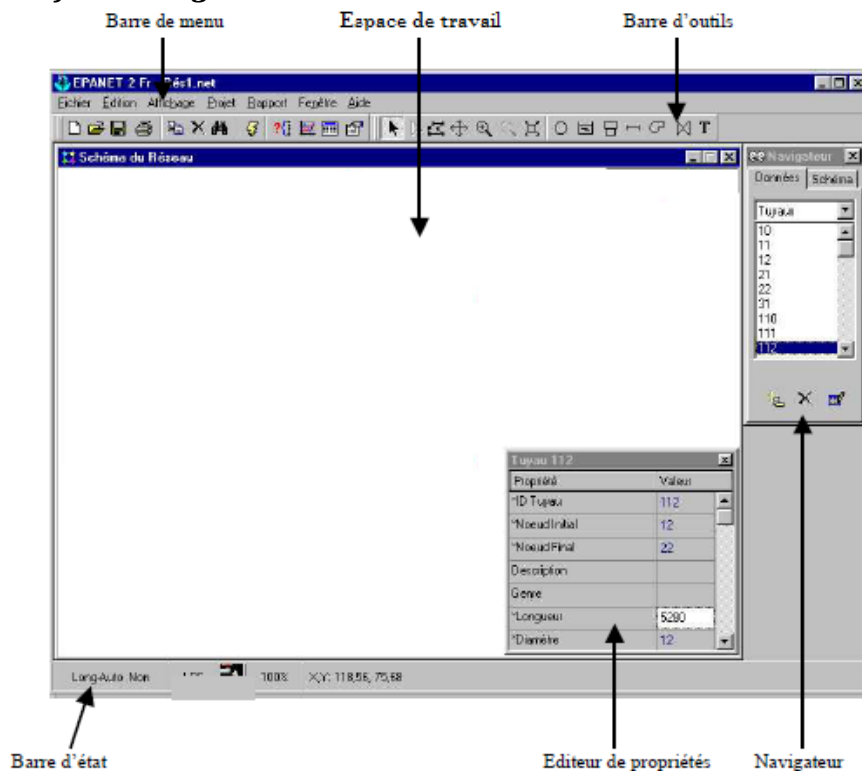
Le logiciel s'exécute par un clic double sur l



Epanet2w_fr.exe

L'interface du logiciel est présentée par la figure suivante:

Figure 6 : Interface du logiciel EPANET



La barre d'outils est composée par les éléments suivants :

	Crée un nouveau projet EPANET		Permet la sélection d'un objet dans le schéma
	Ouvre un projet existant		Permet la sélection des sommets du tracé sur le schéma
	Enregistre le projet actuel		Permet la sélection d'une région limitée dans le schéma
	Imprime la fenêtre actuelle		Déplace le schéma du réseau
	Copie le contenu de la fenêtre actuellement active dans le presse-papiers ou dans un fichier		Permet de voir le schéma de plus près
	Efface l'objet sélectionné		Permet de voir le schéma de plus loin
	Localise un objet dans le réseau		Redessine la carte en pleine échelle
	Exécute une simulation		Ajoute un noeud de demande au schéma du réseau
	Cherche des éléments dans le réseau qui répondent à des critères spécifiques		Ajoute une bache au schéma du réseau
	Reproduit graphiquement les résultats dans une nouvelle fenêtre		Ajoute un réservoir au schéma
	Reproduit un nouveau tableau des valeurs numériques des résultats		Ajoute un tuyau au schéma
	Définit les options pour la visualisation du schéma, du rapport, du graphique ou du tableau actuellement actif		Ajoute une pompe au schéma
			Ajoute une vanne de régulation au schéma
			Ajoute une étiquette au schéma

VIII.4 Les étapes d'Utilisation d'EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes:

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte,
- Saisir les propriétés des éléments du réseau,
- Décrire le fonctionnement système,
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation,
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité,
- Visualiser les résultats d'une simulation.

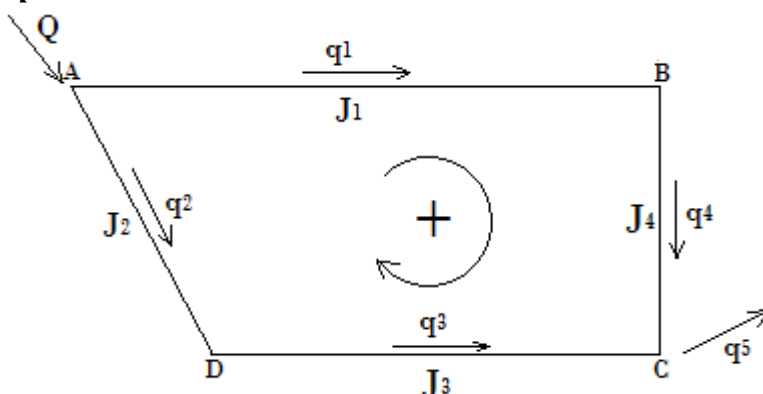
VIII.5 Les lois de base du calcul

La loi des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique.

Dans un nœud quelconque de conduite, la loi des nœuds se définit comme suit : la somme de débit entrant dans un nœud est égale à la somme des débits sortant de ce nœud.

Dans une maille quelconque d'un réseau d'adduction, la loi des mailles est définie comme suit : la somme algébrique des pertes de charge le long parcours fermé et orienté suivant un sens choisis est nulle.

Figure 7: Schéma illustratif de la loi des nœuds et la loi des mailles dans un réseau d'eau potable



- Loi des nœuds :
Nœud A : $Q = q_1 + q_2$
Nœud C : $q_3 + q_4 = q_5$
- Loi des mailles : $\sum J = J_1 + J_4 - J_2 - J_3 = 0$

VIII.6 Calcul des pertes de charges

VIII.6.1 Perte de charge linéaire

Le calcul des pertes de charges linéaires sur le logiciel peut se faire à l'aide des formules suivantes :

- La formule de Hazen-William, la plus utilisée aux Etats-Unis, qui traite les écoulements turbulents,
- La formule de Darcy-Weisbach, la plus utilisée en Europe, qui traite les écoulements de tout type et pour tout liquide.
- La formule de Chézy-Manning, la plus souvent utilisée pour les canaux à découvert et pour les grands diamètres.

Les trois formules utilisent l'équation suivante pour calculer les pertes de charge dans chaque tronçon:

$$h_L = Aq^B$$

Avec :

- h_L : perte de charge en unité de longueur [m],
- q : débit [m^3/s],
- A : coefficient de résistance,
- B : exposant du débit.

Les coefficients A et B varient suivant les formules suivantes :

❖ Hazen-Williams

$$A = 10,674C^{-1,852}d^{-4,871}L \quad B = 1,852$$

❖ Darcy-Weisbach

$$A = 0,0827f(\epsilon, d, q)d^{-5}L \quad B = 2$$

❖ Chezy Manning

$$A = 10,294n^2d^{-5,33}L \quad B = 2$$

Dans lesquelles :

- q : Débit dans le tronçon [m^3/s],
- d : Diamètre du tuyau [mm],
- L : Longueur de la conduite [m],
- f : Facteur de friction de Darcy-Weisbach,
- ϵ : Coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach,
- C : Coefficient de rugosité de Hazen-William,
- n : Coefficient de rugosité de Chezy Manning.

Dans cette étude, on va utiliser la formule de Darcy-Weisbach. Les raisons sont les suivantes :

- La formule d'Hazen-Williams n'est pas applicable aux diamètres des conduites adoptés dans ce projet. Elle est utilisée pour les conduites ayant des diamètres 100[mm] à 1500[mm] ;
- La formule de Chezy Manning est généralement utilisée pour les écoulements à surface libre et pour les grands diamètres.

VIII.6.2 Perte de charge singulière

Les valeurs du coefficient « k » de la formule de perte de charge singulière

$\Delta h = k \frac{v^2}{2g}$, utilisées dans EPANET, pour quelques obstacles, sont portées sur le tableau ci-dessous.

Tableau 45 : Coefficients de perte de charge singulière K pour quelques obstacles utilisés dans EPANET

Accessoires	k
Vanne à boule, entièrement ouverte	10
Vanne à angle, entièrement ouverte	5
Clapet anti-retour à battant, entièrement ouvert	2,5
Vanne entièrement ouverte	0,2
Coude de petit rayon	0,9
Coude de rayon moyen	0,8
Coude grand rayon	0,6
Coude 45 degrés	0,4
Coude 180 degrés	2,2
Té standard-flux droit	0,6
Té standard-flux dévié	1,8
Entrée brusque	0,5
Sortie brusque	1

VIII.7 Les composantes d'EPANET 2.0

VIII.7.1 Les composantes physiques

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

VIII.7.1.1 Nœuds de demande

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit.

Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont:

- l'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer),

- la demande en eau (débit prélevé sur le réseau),
- la qualité initiale de l'eau.

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont:

- la charge hydraulique (ou hauteur piézométrique): énergie interne par poids spécifique de fluide ou bien somme de l'altitude avec la hauteur de pression. Cette charge prend en compte le facteur vitesse de l'eau sous forme d'énergie cinétique ($v^2/2g$),
- la pression,
- la qualité de l'eau.

Les nœuds de demande peuvent également:

- avoir une demande qui varie dans le temps,
- être affectés de demandes de différents types (domestique, industrielle,...),
- avoir des demandes négatives, ce qui indique que l'eau entre dans le réseau à ce point,
- être le point d'injection d'une substance entrant dans le réseau,
- avoir des buses ayant un débit dépendant de la pression.

VIII.7.1.2 Les Bâches infinies

Les bâches infinies sont des nœuds représentant soit une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les fleuves, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs. Les bâches infinies peuvent également servir de point d'injection d'une substance entrant dans le réseau. Les données de base pour une bâche sont la charge totale (égale au niveau de la surface de l'eau si la bâche infinie n'est pas sous pression) et la qualité initiale de l'eau dans le cas où l'on exécuterait une analyse de qualité de l'eau.

Puisqu'une bâche est un élément de frontière d'un réseau, la qualité et la charge hydraulique de l'eau ne peuvent pas être affectées par ce qui se produit dans le réseau. Aucune propriété n'est calculée au cours de la simulation. Cependant, on peut faire varier sa charge hydraulique dans le temps en lui assignant une courbe de modulation.

VIII.7.1.3 Réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes:

- l'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro),
- le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique),
- les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau,
- la qualité initiale de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants:

- la charge (altitude de l'eau),
- la pression (niveau de l'eau),
- la qualité de l'eau.

Le niveau d'eau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal. EPANET arrête la sortie d'eau si un réservoir est à son niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal. Les réservoirs peuvent également servir de source pour une substance entrant dans le réseau.

VIII.7.1.4 Tuyaux

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont:

- les nœuds initial et final,
- le diamètre,
- la longueur;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge),
- l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Le paramètre d'état permet à des tuyaux de contenir implicitement des vannes de sectionnement et de contrôler les clapets anti-retour (qui permettent l'écoulement dans une direction unique).

Les données de qualité de l'eau pour les tuyaux sont :

- Coefficient de réaction dans la masse d'eau,
- Coefficient de réaction aux parois.

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- le débit,
- la vitesse d'écoulement,
- la perte de charge,
- le facteur de friction de Darcy-Weisbach,
- la vitesse moyenne de réaction le long du tuyau,
- la qualité moyenne de l'eau le long du tuyau.

Les coefficients de rugosité dépendent de la nature des tuyaux utilisés. Le tableau ci-dessous donne la valeur de ces coefficients en fonction du type de tuyau.

Tableau 46 : Coefficients de rugosité ϵ de Darcy-Weisbach utilisés dans EPANET

Type de tuyaux	Coefficient de rugosité
Galva	0,15
Fonte	0,25
Béton	0,3 à 3
Plastique	0,0015
Céramique	0,03
Acier	0,3

Comme les conduites utilisées dans cette étude sont toutes des tuyaux plastiques, la valeur de coefficient de rugosité ϵ qu'on va prendre est égale à 0,0015.

VIII.7.1.5 Pompes

Les pompes sont des arcs qui ajoutent de l'énergie à un fluide et augmentent ainsi sa charge hydraulique. Les principaux paramètres d'entrée pour une pompe sont ses nœuds d'aspiration et de décharge et sa courbe caractéristique (la combinaison des charges hydrauliques et des débits que la pompe peut fournir à sa vitesse nominale). Au lieu d'une courbe caractéristique, la pompe peut être représentée comme un élément qui fournit une puissance constante (en kilowatts) au fluide pour toutes les combinaisons de débit et de charge hydraulique.

Les principaux paramètres calculés sont le débit et le gain de charge hydraulique. Le fluide traverse la pompe en sens unique et EPANET ne permet pas aux pompes de fonctionner en dehors de leur courbe caractéristique. Le logiciel peut également calculer la consommation d'énergie et le coût d'une pompe. A chaque pompe, il peut assigner une courbe de rendement et une courbe de modulation qui reflète les fluctuations du prix de l'énergie. Si ceux-ci ne sont pas fournis, un ensemble de valeurs globales assignées au projet sera utilisé. EPANET ne permet pas aux pompes de fonctionner en dehors des intervalles de leur courbe caractéristique. Si les conditions du système exigent une charge hydraulique plus élevée que la pompe peut fournir, EPANET arrête la pompe. Si la demande du réseau excède le débit maximum, EPANET extrapole la courbe caractéristique de la pompe jusqu'au débit exigé, même si la charge hydraulique correspondante est négative. Dans les deux cas un message d'avertissement apparaît dans l'écran.

VIII.7.1.6 Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont:

- les nœuds d'entrée et de sortie,
- le diamètre,
- la consigne de fonctionnement,
- l'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont le débit et la perte de charge hydraulique.

Les différents types de vannes qu'offre EPANET sont:

- Vanne stabilisatrice aval (en anglais PRV),
- Vanne stabilisatrice amont (en anglais PSV),
- Vanne brise-charge ou réducteur de pression (en anglais PBV),
- Vanne régulatrice de débit ou limiteur de débit (en anglais FCV),
- Vanne diaphragme (en anglais TCV),
- Vanne d'usage général (en anglais GPV),

Une vanne stabilisatrice aval limite la pression au nœud en aval. EPANET calcule à chaque instant de la simulation dans quel état se trouve la vanne stabilisatrice aval. Une vanne stabilisatrice amont maintient une pression prédéterminée au nœud en amont. EPANET calcule à chaque instant de la simulation dans quel état la vanne stabilisatrice amont se trouve.

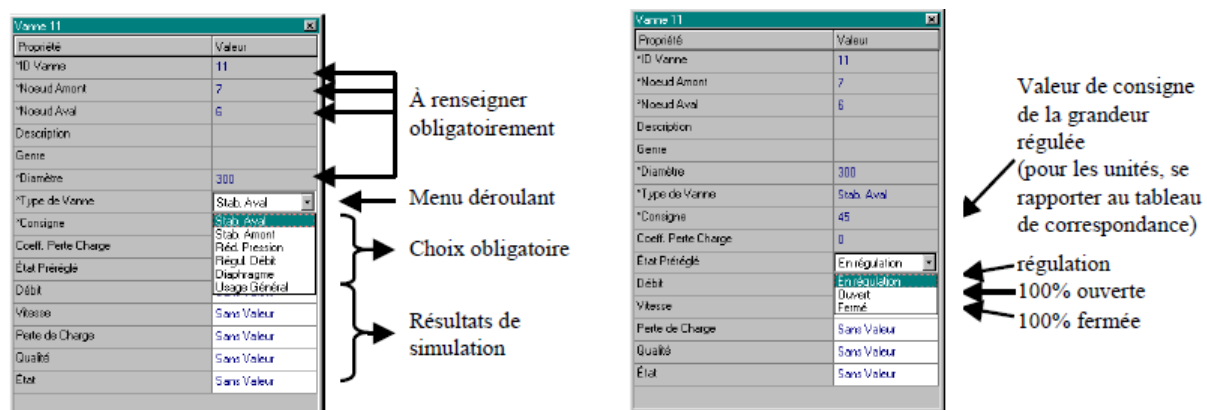
Une vanne brise-charge (réducteur de pression) provoque une perte de pression spécifique au passage de la vanne. L'écoulement à travers la vanne peut s'effectuer dans les deux sens.

Une vanne régulatrice de débit (limiteur de débit) limite le débit à une valeur spécifiée. Un message d'avertissement apparaît sur l'écran si cet écoulement ne peut pas être obtenu sans ajouter d'énergie supplémentaire.

Une vanne diaphragme simule une vanne partiellement fermée en ajustant le coefficient de perte de charge singulière de la vanne, et elle est bidirectionnelle.

Les vannes d'usage général sont utilisées pour représenter des arcs où l'utilisateur prévoit une relation spécifique entre le débit et la perte de charge, au lieu de suivre une des formules hydrauliques standard.

Figure 8: Editeur de données sur les vannes



VIII.7.2 Composantes non-physiques

Les composantes non-physique sous EPANET sont constitués par :

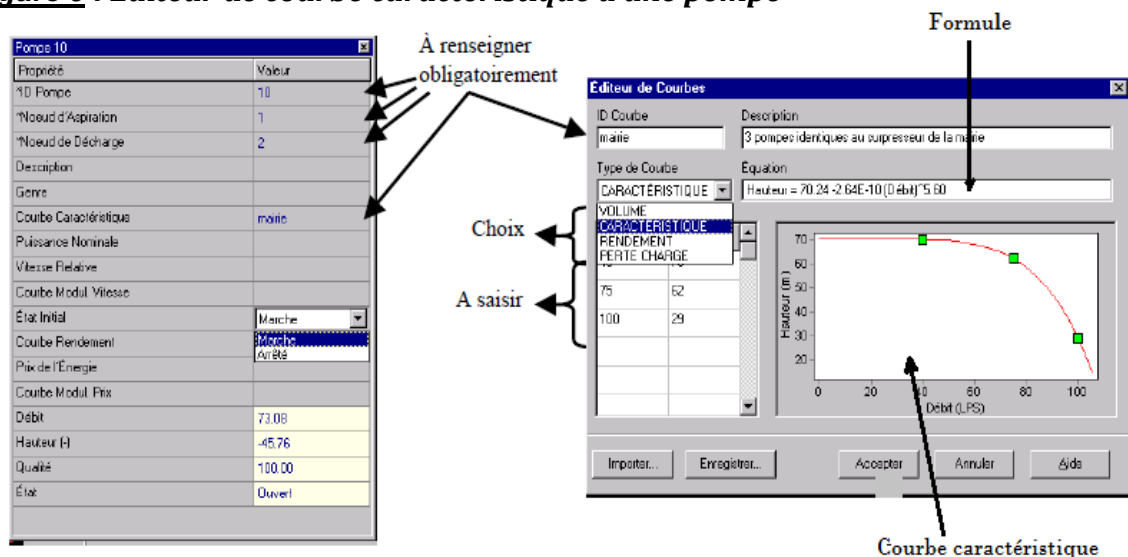
- Les courbes caractéristiques,
- Les courbes de rendement.

VIII.7.2.1 Courbes caractéristique d'une pompe

La courbe caractéristique d'une pompe représente le rapport entre la charge et le débit qu'une pompe peut fournir à sa vitesse nominale. La charge est le gain de charge que la pompe fournit à chaque unité d'eau, ce qui est approximativement la différence entre la pression à l'entrée et à la sortie de la pompe. Elle est représentée sur l'axe vertical (Y) de la courbe en mètres (pieds).

Le débit est représenté sur l'axe horizontal (X) dans les unités de débit correspondant. Pour être valable, la charge de la courbe caractéristique d'une pompe doit diminuer quand le débit augmente. La forme d'une courbe caractéristique tracée par EPANET dépend du nombre de points introduits.

Figure 9 : Editeur de courbe caractéristique d'une pompe



VIII.7.2.2 Courbes de rendement d'une pompe

Une Courbe de rendement met le rendement de la pompe en pourcentage (axe Y) en relation avec le débit de la pompe dans les unités de débit choisies (axe X). Le rendement devrait représenter l'efficacité de la configuration totale de la pompe, c'est-à-dire qu'il tient compte de toutes les pertes hydrauliques dans le corps de pompe aussi bien que des pertes électriques au niveau du moteur de la pompe. Cette courbe n'est utilisée que pour les calculs d'énergie. Si elle n'est pas fournie pour une pompe spécifique, un rendement fixe identique pour tous les points de fonctionnement sera utilisé.

VIII.7.2.3 Courbes de volume d'un réservoir

Une courbe de volume décrit comment le volume d'eau dans un réservoir de stockage (axe Y) en mètres (pieds) cube, évolue en fonction du niveau d'eau (axe X), en mètres (pieds). Elle est utilisée quand il est nécessaire de décrire précisément les

réservoirs dont la section change avec le niveau. Les niveaux d'eau le plus bas et le plus haut de la courbe doivent contenir les niveaux le plus bas et le plus haut entre lesquels le réservoir fonctionne.

VIII.7.2.4 Courbes de perte de charge d'une vanne d'usage général

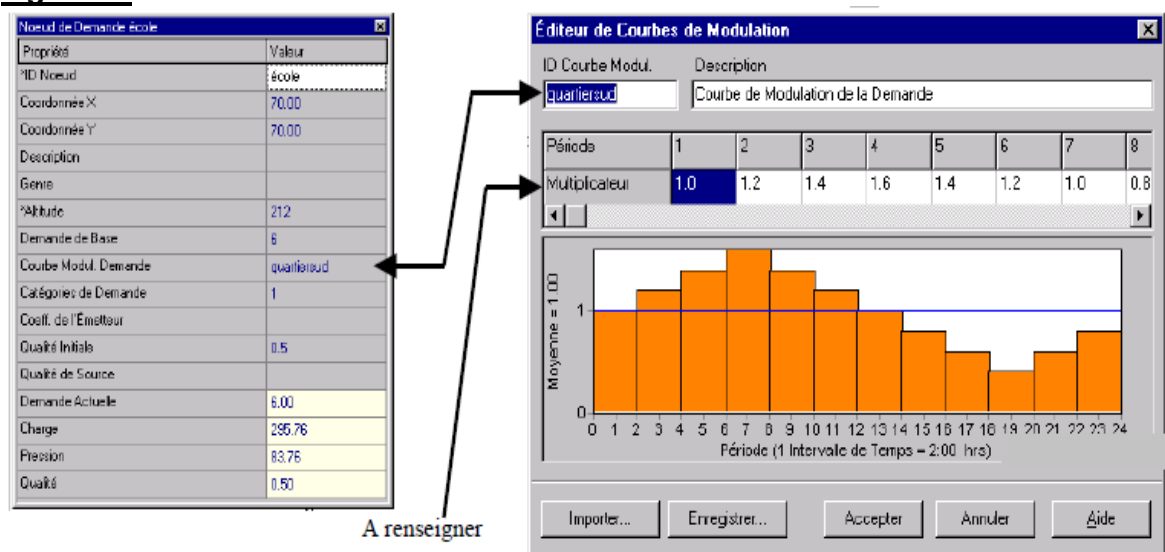
Une courbe de perte de charge est utilisée pour décrire la perte de charge en mètres ou pieds (axe Y) d'une vanne d'usage général en fonction du débit, dans les unités de débit choisies (axe X). Des vannes d'usage général sont employées pour représenter des arcs où l'utilisateur prévoit une relation spécifique entre le débit et la perte de charge, plutôt que de suivre une des formules hydrauliques standard. Elles peuvent être employées pour modéliser des turbines, l'abaissement des eaux souterraines ou des vannes stabilisatrices aval contrôlées par le débit.

VIII.7.2.5 Courbes de modulation

Une courbe de modulation est un ensemble de multiplicateurs qui peuvent être appliqués à une valeur de base pour lui permettre d'évoluer au cours du temps. On peut assigner des courbes de modulation à la demande d'un nœud, au niveau d'une bêche, à la vitesse de rotation d'une pompe, à la qualité de l'eau dans une source et au prix de l'énergie. L'intervalle de temps utilisé pour chacune des courbes de modulation a la même valeur fixe (toutes les périodes ont la même durée), qui est spécifié dans les Options de Temps du projet.

Durant cette période la valeur du paramètre ne change pas; elle reste égale au produit de sa valeur nominale et du multiplicateur de la courbe de modulation pour cette période de temps. Bien que toutes les courbes de modulation doivent utiliser le même intervalle de temps, chacune peut avoir un nombre différent de périodes. Quand la durée de la simulation excède la durée définie par le nombre de périodes d'une courbe de modulation, le programme retourne au début de la première période pour poursuivre la simulation.

Figure 10 : Editeur de courbe de modulation



VIII.8 Simulation des réseaux d'AEPG d'Andranomadio et de Soavinarivo avec EPANET 2.0

VIII.8.1 Principes

La simulation avec le logiciel EPANET 2.0 permet de suivre le comportement des réseaux pendant une période choisie. Il existe deux types de simulation : la simulation à courte durée et la simulation à longue durée.

Dans cette étude, la simulation étant sur une longue durée de 24 heures, suivant le rythme de consommation de la population suivant :

- 5h – 7h : 15 %
- 7h – 10h : 20 %
- 10h – 14h : 30 %
- 14h – 17h : 20 %
- 17h – 21h : 15 %
- 21h – 5h : 0 %

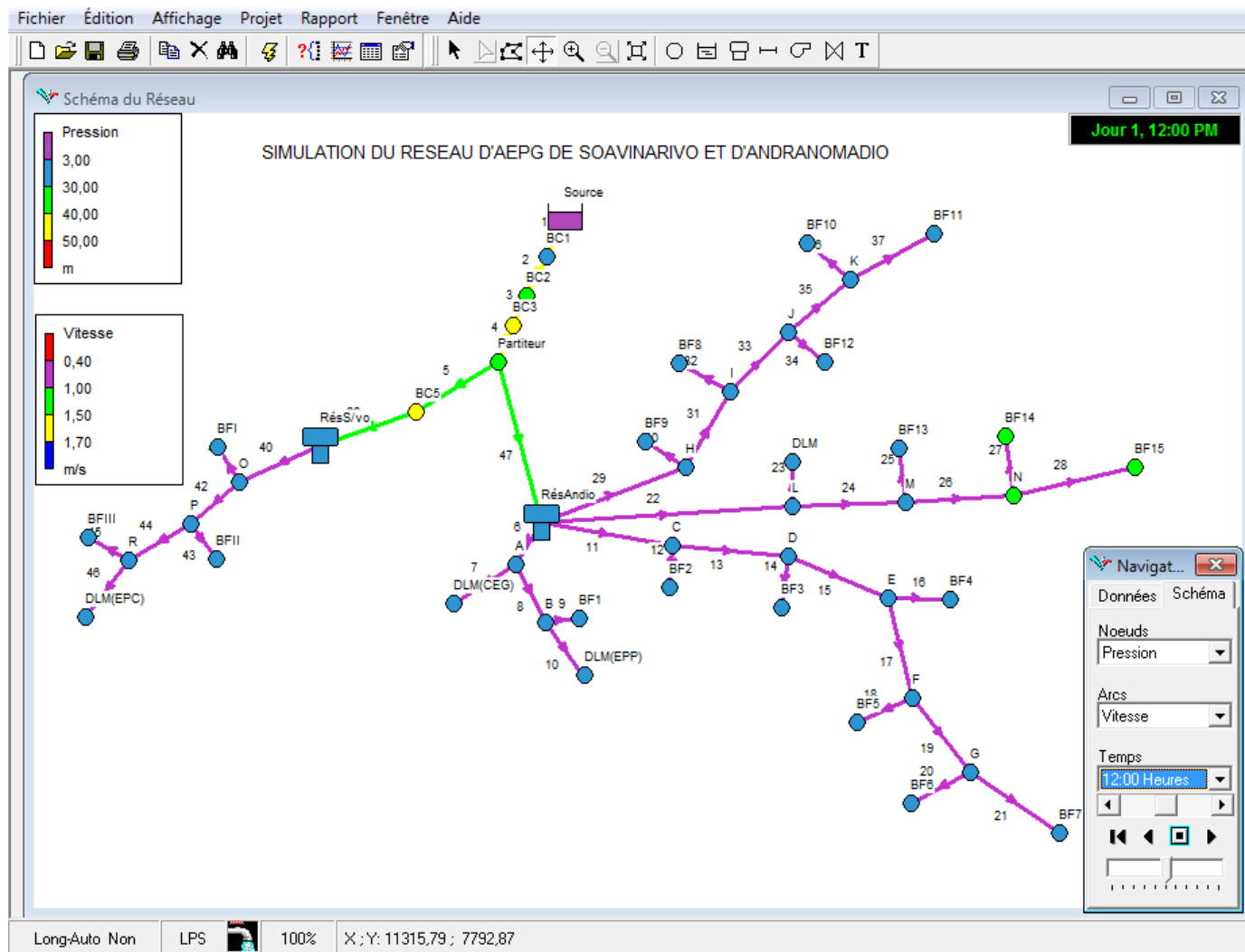
Les dimensions des conduites utilisées dans cette simulation sont ceux déjà obtenues dans le tableau 44, afin de prendre des mesures en cas d'anomalie.

La formule utilisée pour le calcul des pertes de charge dans les conduites est celle de Darcy-Weisbach, avec l'unité de mesure en LPS (litre par seconde), et la rugosité de 0,0015 pour les tuyaux PEHD.

VIII.8.2 Résultats

Les résultats graphiques de la simulation du réseau d'AEPG d' Andranomadio et de Soavinarivo pendant une heure de pointe à 12h sont montrés dans la figure ci-dessous:

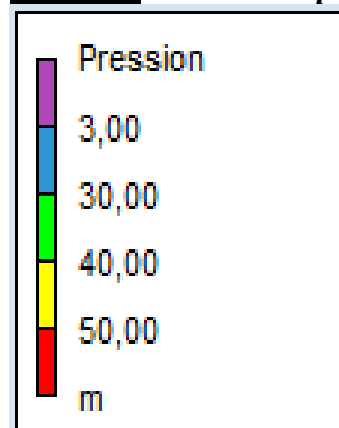
Figure 11 : Résultats graphiques de la simulation du réseau d'Andranomadio et de Soavinarivo à 12h avec EPANET



VIII.8.3 Interprétations

D'après ces résultats, on constate que les pressions au niveau de chaque nœud sont respectées. Elles sont toutes au-dessus de 3[m] et ne dépassent pas le 50[m] colonne d'eau, suivant les couleurs de l'échelle de pression de la figure ci-après :

Figure 12 : Echelle de pression

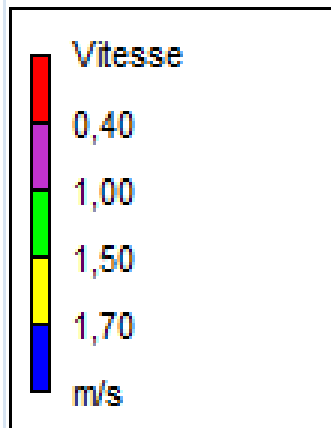


- Les nœuds en bleu possèdent des pressions entre 3[m] et 30[m] colonne d'eau ;
- Les nœuds en vert possèdent des pressions entre 30[m] et 40[m] colonne d'eau ;
- Les nœuds en jaune possèdent des pressions entre 40 [m] et 50[m] colonne d'eau.

Après avoir redimensionné les conduites du tronçon J-K en $\Phi 32$ non $\Phi 50$, et les conduites du tronçon F-G en $\Phi 32$ non $\Phi 40$, les vitesses au niveau de chaque arc sont aussi respectées. Elles sont toutes entre 0,4[m/s] à 1,7[m/s].

L'échelle de couleur pour la vitesse est donnée par la figure suivante:

Figure 13 : Echelle de vitesse



- Les arcs en violet possèdent des vitesses entre 0,40[m/s] et 1,00[m/s] ;
- Les arcs en vert possèdent des vitesses entre 1,00 [m/s] et 1,50 [m/s].

VIII.8.4 Mesures à prendre

Pour assurer qu'il n'y ait pas de dépôts dans les conduites des tronçons J-K et F-G ; elles seront remplacées par des conduites de diamètre $\Phi 32$.

Les résultats sous forme texte de la simulation sont portés en annexe 6, pages xiv, xv et xvi.

**PARTIE III : ETUDE FINANCIERE ET ETUDE
D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL
DU PROJET**

Chapitre 9 : Etude économique et financière

Cette partie consiste à estimer le coût du projet et d'étudier les deux variantes de mode de gestion:

- La gestion communautaire,
- La gestion privée.

IX.1 Estimation du coût du projet

Les quantités des matériaux et des matériels de construction ont été déterminées à partir du calcul et du mètre des dimensions de tous les ouvrages projetés. Ensuite, ces quantités ont été affectées par les Prix unitaires élaborés au cours de l'année 2013 afin de pouvoir finaliser le Tableau récapitulatif du BDE (Bordereau Détaillé Estimatif). Les détails du BDE sont portés en annexe 7, pages xvii, xviii, xix, xx, xxi, xxii, xxiii, xxiv et xxv.

Tableau 47 : Coût total du projet

Désignation	Montant (Ar)
BARRAGE ET BAC DE CAPTAGE	5 256 600,00
CONDUITES D'AMENEE N°1 (BARRAGE> BRISE CHARGE A)	7 136 780,00
CONDUITES D'AMENEE N°2 (BRISE CHARGE A> BRISE CHARGE B)	10 139 220,00
CONDUITES D'AMENEE N°3 (BRISE CHARGE B> BRISE CHARGE C)	11 511 900,00
CONDUITES D'AMENEE N°4 (BRISE CHARGE C> PARTITEUR)	1 658 880,00
CONDUITES D'AMENEE N°5(PARTITEUR > RESERVOIR SOAVINARIVO)	10 846 160,00
CONDUITES D'AMENEE N°6(PARTITEUR > RESERVOIR ANDRANOMADIO)	109 456 380,00
BRISER CHARGES	5 216 080,00
RESERVOIR DE STOCKAGE ANDRANOMADIO	17 626 960,00
RESERVOIR DE STOCKAGE SOAVINARIVO	3 588 600,00
CONDUITES DE DISTRIBUTION ANDRANOMADIO	49 391 700,00
CONDUITE DE DISTRIBUTION SOAVINARIVO	6 972 700,00
BORNES FONTAINES ANDRANOMADIO & SOAVINARIVO	10 968 100,00
INFRASTRUCTURE D'HYGIENE(DLM)	2 698 440,00

Désignation	Montant (Ar)
INFRASTRUCTURES D'ASSAINISSEMENT(DLSH)	13 178 000,00
FOURNITURES DIVERSES AEPG	1 836 000,00
MATERIELS ET OUTILLAGES DE CHANTIER	1 508 000,00
APPORTS BENEFICIAIRES	43 265 000,00
FRAIS GENERAUX	173 524 500,00
TVA 20%	88 503 000,00
TOTAL TTC	442 515 000,00

Le Montant Total Estimatif du Projet d'AEPAH d' Andranomadio et Soavinarivo est alors de : «**QUATRE CENT QUARANTE DEUX MILLIONS CINQ CENT QUINZE MILLE ARIARY**» toutes taxes comprises.

IX.2 Répartition du financement des travaux

Le projet sera réalisé à partir du financement de WaterAid Madagascar, et la contribution des bénéficiaires dans leurs disponibilités à fournir des mains d'œuvres et des matériaux locaux.

Les enquêtes effectuées ont permis d'évaluer que les apports des bénéficiaires. Ils sont les suivants :

- Approvisionnement en sable de rivières,
- Déchargements des matériaux dans les camions,
- Transport des matériaux aux emplacements des ouvrages (captage, réservoir, BF, DLMS, LSHI),
- Hébergement des techniciens,
- Magasin de stockage,
- Main d'œuvre journalière,
- Canalisation et creusement des canaux.

Ces apports bénéficiaires sont évalués au environ de 10,50% du budget du projet.

Par conséquent, la répartition du financement des travaux se répartisse en deux.

Tableau 48 : Répartition du financement des travaux

	Pourcentage	Montant (Ar)
Contribution de WaterAid	89,50%	396 050 925,00
Contribution des bénéficiaires	10,50%	46 464 075,00
TOTAL	100%	442 515 000,00

IX.3 Etude du projet dans le cas d'une gestion communautaire

Pour l'entretien des ouvrages, des fonds à partir des cotisations des bénéficiaires doit être disponibles. La gestion de ces cotisations serait assurée par l'AUE constituée par la population locale. Après une séance de réunion avec les usagers, il a été décidé que cette cotisation sera effectuée par les bénéficiaires ayant plus de 18 ans.

IX.3.1 Proposition sur la cotisation annuelle des bénéficiaires ayant plus de 18 ans

D'après les recensements effectués en 2013, les bénéficiaires ayant plus de 18ans comptait au total de 2650 individus pour Andranomadio et Soavinarivo.

On évaluera cette cotisation annuellement suivant la consommation d'eau par [m3], avec la relation suivante :

$$\text{Cotisation par } m^3 = \frac{A + F}{365 * C}$$

Dans laquelle :

- A : amortissement de l'investissement par an [Ar/an],
- F : les frais de fonctionnement du système d'adduction [Ar/an],
- C : Quantité d'eau consommée par jour à l'horizon de 15 ans. [m³/J],

IX.3.2 Calcul de l'amortissement annuel A

L'amortissement A est en fonction de l'Investissement total TTC à mettre en œuvre et de la durée de vie du projet.

Dans cette étude, deux cas peuvent se présenter :

- Dans le cas où les bénéficiaires peuvent remplir sans aucune défaillance les 10,50 % de leur part dans l'investissement, alors l'amortissement serait :

$$A = \frac{89,50\% * I}{D}$$

- Dans le cas où les bénéficiaires ne pourront pas remplir leur part, l'amortissement serait :

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

Dans lesquelles :

- I : Investissement total TTC à mettre en œuvre,
- D : Durée de vie du projet égal à 15 ans.

Après calcul ; soit A = 26 403 395 Ar, soit A = 29 501 000 Ar. Ici, on va considérer le cas favorable où **A = 26 403 395 Ar**

IX.3.3 Calcul des frais de fonctionnement annuel F

Les frais de fonctionnement annuel sont obtenus à partir du coût de l'entretien et de renouvellement des matériels, des dépenses personnels et de l'administration.

Les frais de renouvellement et entretien sont estimés à 5% du montant total des travaux de canalisation plus 3% du montant total des travaux de Génie Civil,

Tableau 49 : Dépenses de fonctionnement annuel

Désignation	Dépenses [Ar]
Frais de renouvellement et entretien	5 830 830,00
Dépenses personnels	1 000 000,00
Administration	100 000,00
TOTAL	6 930 830,00

IX.3.4 Calcul de la cotisation par m³ d'eau consommée

Connaissant l'amortissement annuel A et les dépenses de fonctionnement annuel, on peut maintenant calculer la cotisation par m³ d'eau consommée.

Après calcul, on obtient : **Cotisation par m³ d'eau = 623Ar**

IX.3.5 Détermination de la cotisation annuelle des habitants ayant plus de 18ans

Connaissant le nombre d'habitants ayant plus de 18ans, la consommation journalière de la population, et de la consommation annuelle de la population ; on peut déterminer la cotisation annuelle des bénéficiaires ayant plus de 18ans.

Elle est obtenue par la relation suivante :

$$\text{cotisation annuelle} = \frac{\text{consommation annuelle} * \text{prix m}^3}{\text{nombre d'habitants ayant plus de 18ans}}$$

Avec :

- Consommation annuelle de la population est égale à 53 400[m³],
- Prix m³ d'eau est égal à 623Ar,
- Nombre de bénéficiaires ayant plus de 18ans est égal à 2650habitants.

Après calcul, on obtient : **Cotisation annuelle = 12 554 Ar. Soit 1 046 Ar** par mois durant les quinze années d'exploitation des infrastructures.

Ce prix est encore une proposition, mais elle varie selon le revenu de chaque personne et selon la décision de l'AUE.

IX.3.6 Cas des personnes misérables

Dans le cadre de projet humanitaire, toute la population a droit à l'accès à l'eau potable. Ainsi, les personnes misérables ont droit à deux bidons de 20 litres par jour par foyer. Leurs dettes seront assurées par l'AUE selon leur organisation. Mais au-delà de ces deux bidons par jour, elles seront obligées à participer à la cotisation.

IX.4 Etude du projet dans le cas d'une gestion privée

Dans ce paragraphe, on va essayer de faire une étude sur la rentabilité du projet portant sur le prix de vente de l'eau par [m³] qui varie entre l'année 1 à l'année 15. Le prix du [m³] d'eau sera de 623Ar à l'origine et majoré de 10% pour chaque année dû à l'inflation.

IX.4.1 Détermination de la Valeur Actuelle Nette (VAN)

La VAN exprime la somme des bénéfices nets pendant la période considérée en tenant compte d'un taux d'actualisation. Pour que le projet soit rentable, il faut que $VAN > 0$.

Dans cette étude, le calcul de la VAN sera effectué avec les taux d'actualisation de 8% et 10%. La VAN est obtenue en effectuant la différence entre les capitaux investis et les cash-flows actualisés selon la formule suivante :

$$VAN = \sum CF(1 + i)^{-n} - I$$

Dans laquelle :

- VAN : Valeur actuelle nette,
- CF: Cash-flow,
- I : Investissement total TTC,
- i : Taux d'actualisation,
- n : Année égal à 15ans.

Le cash-flow est la solde des flux de trésorerie engendrée par un investissement à la clôture d'une période. Il s'exprime par la relation suivante :

$$\text{Cash} - \text{flow} = \frac{(\text{recette nette} + \text{amortissement})}{(1 + i)^n}$$

Avec :

- I : taux d'actualisation,
- n : la différence d'année entre l'année zéro et l'année considérée pour le calcul,
- $1 / (1+i)^n$: coefficient d'actualisation.

Le calcul de la VAN est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 50 : Calcul de la VAN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Année	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
NOMBRE POPULATION	3780	3886	3995	4106	4221	4340	4461	4586	4714	4846	4982	5122	5265	5412	5564
RECETTES															
Prix m3 d'eau [Ar/m3]	623	685	754	829	912	1003	1104	1214	1335	1469	1616	1777	1955	2151	2366
Consommation Annuelle [m3]	34492,10	35457,88	36450,70	37471,32	38520,51	39599,09	40707,86	41847,68	43019,42	44223,96	45462,23	46735,18	48043,76	49388,99	50771,88
Recette Nette [Ar]	21 488 577	24 299 283	27 477 630	31 071 703	35 135 882	39 731 656	44 928 556	50 805 211	57 450 533	64 965 063	73 462 493	83 071 387	93 937 125	106 224 100	120 118 213
CHARGES FIXES															
Dépenses personnels(Ar)	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000
Dépenses annuelles d'entretien et de maintenance(Ar)	6 930 830	7 623 913	8 386 304	9 224 935	10 147 428	11 162 171	12 278 388	13 506 227	14 856 850	16 342 535	17 976 788	19 774 467	21 751 914	23 927 105	26 319 815
Administration(Ar)	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000	100 000
BENEFICES BRUTES	13 457 747	15 575 370	17 991 325	20 746 769	23 888 454	27 469 485	31 550 168	36 198 984	41 493 683	47 522 528	54 385 705	62 196 920	71 085 211	81 196 996	92 698 397
AMORTISSEMENTS	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395	26 403 395
BENEFICES IMPOSABLES	39 861 142	41 978 765	44 394 720	47 150 164	50 291 849	53 872 880	57 953 563	62 602 379	67 897 078	73 925 923	80 789 100	88 600 315	97 488 606	107 600 391	119 101 792
Impôt sur bénéfice (commune) 10 %	3 986 114	4 197 877	4 439 472	4 715 016	5 029 185	5 387 288	5 795 356	6 260 238	6 789 708	7 392 592	8 078 910	8 860 032	9 748 861	10 760 039	11 910 179
(1+i)^n (i= 10%)	1,10	1,21	1,33	1,46	1,61	1,77	1,95	2,14	2,36	2,59	2,85	3,14	3,45	3,80	4,18
(1+i)^n (i= 8%)	1,08	1,17	1,26	1,36	1,47	1,59	1,71	1,85	2,00	2,16	2,33	2,52	2,72	2,94	3,17
CASH FLOW 10%	43 538 157	41 903 040	40 481 611	39 256 266	38 211 049	37 331 512	36 604 570	36 018 385	35 562 251	35 226 496	35 002 385	34 882 039	34 858 362	34 924 965	35 076 108
CASH FLOW 8%	44 344 419	43 469 374	42 772 494	42 245 913	41 882 598	41 676 300	41 621 508	41 713 408	41 947 841	42 321 275	42 830 768	43 473 942	44 248 959	45 154 495	46 189 721
Investissement (Ar)	442 515 000														
VAN 10%	-398 976 843	-357 073 803	-316 592 192	-277 335 927	-239 124 877	-201 793 365	-165 188 795	-129 170 411	-93 608 159	-58 381 664	-23 379 279	11 502 760	46 361 122	81 286 087	116 362 195
VAN 8%	-398 170 581	-354 701 207	-311 928 712	-269 682 799	-227 800 201	-186 123 901	-144 502 392	-102 788 985	-60 841 144	-18 519 869	24 310 898	67 784 841	112 033 800	157 188 295	203 378 017

A la quinzième année d'exploitation, on obtient: **$VAN_{8\%} = 203\,378\,017 \text{ Ar} > 0$** .
On peut dire donc que le projet est **rentable**. Et le projet est amorti après 11 ans d'exploitation.

IX.4.2 Détermination du taux de rentabilité interne (TRI)

Le TRI ou le taux de rentabilité interne est le taux d'actualisation pour lequel l'investissement initial s'annule avec la somme des cash-flows. Le TRI est acceptable si sa valeur est supérieure au taux bancaire national égal à 13% pour Madagascar. Dans le cas contraire, le projet n'est pas rentable.

Connaissant la valeur de la VAN avec deux taux d'actualisations i_1 et i_2 , on peut calculer le TRI par la méthode d'interpolation linéaire suivante:

$$\frac{\text{TRI} - i_1}{0 - VAN_1} = \frac{i_2 - i_1}{VAN_2 - VAN_1}$$

Avec :

- $i_1 = 8\%$, $VAN_1 = 203\,378\,017$,
- $i_2 = 10\%$, $VAN_2 = 116\,362\,195$.

On obtient : **$\text{TRI} = 14,67\% > 13\%$** , le projet est donc **rentable économiquement**.

IX.5 Récapitulation

La réalisation du projet d'AEPAH d'Andranomadio et de Soavinarivo nécessite un fond de : «**QUATRE CENT QUARANTE DEUX MILLIONS CINQ CENT QUINZE MILLE ARIARY**», avec les 89,50% sont à partir du financement de WaterAid Madagascar et les 10,50% à partir de la contribution des bénéficiaires.

Pour assurer la pérennité du projet, deux modes de gestion peuvent se présenter qui sont la gestion communautaire à partir de la cotisation des bénéficiaires et la gestion privée à partir du prix de vente de l'eau.

Dans le cadre de projet humanitaire, c'est la gestion communautaire qui convient à ce projet, du fait que la majorité des bénéficiaires n'a pas de sources de revenus par jour. En plus, ce mode de gestion offre à tout le monde la possibilité d'accès à l'eau potable. Mais elle doit être accompagnée d'une mobilisation sévère de la population dans l'accomplissement de leur part de cotisation.

Chapitre 10 : Etude d'impact environnemental

Dans le cadre d'un projet de Génie Civil, une étude d'impact environnemental est obligatoire du fait que l'installation des ouvrages influe directement sur le milieu naturel et le milieu humain.

Dans cette partie, on va donc essayer d'évaluer les impacts de ce projet en vue d'apporter des mesures d'atténuations aux impacts négatifs.

X.1 Contexte

L'étude est basée sur l'application des dispositions du Décret n° 99-954 du 15 Décembre 1999 relatif à la Mise En Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE), modifié par le décret n°2004-167 du 03 Février 2004. Tout projet doit être soumis aux procédures d'évaluation d'une Etude d'Impact Environnemental (EIE). Ce chapitre permettra d'évaluer les impacts environnementaux qui pourront exister à la suite de la réalisation du projet. Les impacts probables ainsi que les mesures d'atténuations adéquates seront mis en évidence.

Une Etude d'Impact Environnemental consiste à :

- Analyser scientifiquement les impacts potentiels prévisibles du projet sur l'environnement ;
- Examiner le degré d'acceptabilité de ses effets sur l'environnement ;
- Prendre des mesures d'atténuation permettant d'assurer l'intégrité de l'environnement suivant les meilleures technologies disponibles et à un coût économiquement acceptable.

X.2 Description du projet

Pour un projet d'Adduction d'eau potable dans un site quelconque, plusieurs étapes devraient être suivies, dont quelques-unes sont en contact direct avec les bénéficiaires et d'autre non. Il s'agit de la phase de préparation (collecte des données de base), la préparation du terrain, la réalisation des travaux, l'utilisation des infrastructures mise en place et l'arrêt du projet.

Pour ce projet, les ouvrages à mettre en œuvre sont les suivants:

- Un barrage de captage, pour surélever le plan d'eau,
- Un bassin de captage,
- Des conduites d'amenées,
- Des brises charges réducto-décanteurs,
- Deux(2) réservoirs de stockage,
- Des réseaux de distribution,
- Dix-huit (18) Bornes Fontaines Communautaires (B.F.C),
- Quatre (4) Dispositifs de lave main Scolaire (DLMS) à 4 robinets,
- 3 DLSH (Douches et Latrines Scolaires Hygiéniques).

X.3 Description du milieu récepteur

Le milieu récepteur est constitué par :

- Le milieu physique,
- Le milieu biologique,
- Le milieu humain.

X.3.1 Le milieu physique

Le milieu est défini par l'eau, le sol et l'air, qui signifie une analyse nécessitant des données relatives à la climatologie, la géologie, la géomorphologie, l'hydrologie, l'hydrogéologie et les risques naturels.

X.3.2 Le milieu biologique

Le milieu biologique est défini comme étant la végétation et la faune. L'appréciation des impacts sur le milieu biologique se porte sur les écosystèmes aquatiques, les écosystèmes terrestres. Les études de terrain permettent à caractériser la faune et la flore, et à partir de cet état initial, les évolutions prévisibles des différents écosystèmes pourront être déterminées.

X.3.3 Le milieu humain

Le milieu humain concerne les données de civilisation, les aspects socio-économiques, l'habitat, la santé publique, et bien d'autres données encore puisqu'il s'agit du principal récepteur.

X.4 Identification et analyse des impacts

L'analyse des impacts consiste à évaluer tous les impacts de la réalisation du projet face à l'environnement. En effet, le projet peut apporter des impacts positifs, et des impacts négatifs.

On va illustrer à l'aide d'un tableau les impacts probables pour chaque phase du projet.

Tableau 51 : Identification des impacts

Phases du projet		Milieu récepteur	Impacts probables	Types d'impact
Phase préparatoire	Collecte de données topographique	Flore	Décapage des arbres pour faire des piquets	Négatif
	Installation de chantier	Sol, eau, air, faune	Pollution du sol et de l'eau (absence de toilette, lavage des matériels dans l'eau), pollution de l'air par des poussières, perturbation de l'habitat naturel des animaux	Négatif

	Puisage des matériaux locaux	Sol, flore, eau	Dégradation du sol (moellon), décapage des arbres (coffrage), pollution de l'eau (sable)	Négatif
	Recrutement de main d'œuvres locaux	Population, économie	Création d'emplois, amélioration de revenue	Positif
	Arrivée des employés	Santé, culture, population, économie	Risque de maladies transmissible comme le SIDA/IST, perturbation de la vie sociale	Négatif
			Création d'emplois, échange de culture, amélioration de revenue	Positif
	Transport des matériaux et des matériels	Sol, air	Pollution de l'air par les camions, pollution de sol par le rejet éventuel de carburant	Négatif
Phase de réalisation	Décapage et débroussaillage	Flore, faune	Destruction de la végétation, perturbation des animaux	Négatif
	Terrassement	Sol, air	Risque d'érosion, pollution de l'air par les poussières,	Négatif
	Fouille	Sol, air	Destruction du sol, pollution de l'air par des poussières	Négatif
	Construction d'un batardeau provisoire	Sol, eau	Destruction du lit du ruisseau, déviation de l'eau	Négatif
	Construction du barrage	Sol, eau, flore, faune	Modification du lit du ruisseau, diminution du débit de l'eau en aval du barrage, destruction d'arbres pour le coffrage, perturbation des animaux aquatiques	Négatif
	Construction des brises charge	Sol, flore, faune	Modification de la topographie du sol, destruction d'arbres pour le coffrage, perturbation des animaux aquatiques	Négatif

	Construction des réservoirs, des Bornes Fontaines, des DLSH et des DLMS	Sol, air, population, santé	Risque d'accident lors d'exécutions des travaux, pollution du sol, pollution de l'air, perturbation des élèves	Négatif
	Dépose des conduites d'amenées et réseaux de distribution	Sol, air, population	Destruction du sol, pollution de l'air par des poussières, risques d'accident	Négatif
Phase de finition	Repli de chantier	Sol, flore, faune	Pollution du sol par des débris de matériau	Négatif
			Reprise des animaux de ses milieux initiaux, plantation d'arbres	Positif
Phase d'exploitation	Utilisation des infrastructures d'AEP, des latrines scolaires et des DLMS	Eau, homme, santé	Réduction de maladies liées à l'eau, facilitation de l'accès à l'eau potable, réduction de zones de défécation, facilitation d'accès pour les handicapés dans les DLSH, les DLMS et les BF à l'aide des guides canne	Positif

X.5 Evaluation de l'importance des impacts

L'évaluation de l'importance des impacts consiste à caractériser la durée dans le temps, l'étendue dans l'espace, et l'intensité de ces impacts en attribuant des notes.

X.5.1 Durée de l'impact

La durée de l'impact peut être temporaire ou permanente. La durée temporaire peut être courte selon que l'impact se fait ressentir pendant une phase du projet seulement, ou moyenne si elle peut se faire ressentir pendant les phases de réalisation. Au-delà de la phase de réalisation, on qualifiera que l'impact est permanent.

X.5.2 Etendue de l'impact

L'étendue est l'extension spatiale dans laquelle l'impact se fait ressentir. Elle est dite locale si la zone d'influence ne dépasse pas la zone d'étude, régionale si la zone d'influence ne dépasse pas la Commune concernée, et générale quand elle concerne le pays tout entier.

X.5.3 Intensité de l'impact

L'intensité est la qualification de l'ampleur des impacts dans le milieu touché. Elle peut être faible, moyenne ou forte selon l'importance des modifications que subit le milieu. Une intensité faible ne provoque que des modifications de moindres importances.

X.5.4 Attribution de notes

Pour mieux juger de l'importance des impacts, on attribuera des notes de 1 à 3 à chacun des paramètres d'évaluation de l'importance de l'impact. Ils seront évalués suivant la durée, l'intensité, et l'étendue.

Tableau 52 : Attribution de notes aux impacts

Note	Durée	Intensité	Etendue
1	Courte	Faible	Locale
2	Moyenne	Moyenne	Régionale
3	Permanente	Forte	Générale

X.5.5 Importance des impacts

Selon les notes attribuées aux impacts, on classera leur importance selon les notes suivantes :

- Importance faible si cette note finale est inférieure à 4,
- Importance moyenne si elle est comprise entre 4 et 7,
- Importance forte au-delà de 7.

Les analyses de ces impacts sont portées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 53 : Analyses des impacts

Milieu récepteur	Source d'impact	Identification de l'impact	Types d'impact	Intensité	Durée	Etendue	Note	Importance
Eau	Construction d'un batardeau provisoire	Modification de l'écoulement de l'eau	Négatif	2	1	2	5	Moyenne
	Construction du barrage	Risque d'inondation	Négatif	2	3	2	7	Moyenne
	Construction du bac de captage	Traitement de l'eau brute	Positif	2	3	2	7	Moyenne
	Construction des brises charges	Sécurisation des conduites d'amenées	Positif	2	3	2	7	Moyenne
	Construction des réservoirs	Approvisionnement en eau de la population	Positif	2	3	1	6	Moyenne

	Mise en place des conduites d'amenées et réseaux de distribution	Conduite de l'eau vers les réservoirs et les BF	Positif	2	3	1	6	Moyenne
Humain	Construction des bornes fontaines et des DLMS avec des guides cannes	Alimentation en eau de la population, DLM pour les élèves, possibilité d'accès aux ouvrages pour les aveugles	Positif	3	3	2	8	Forte
	Construction de latrines scolaires avec de guides canne	Utilisation de latrines	Positif	2	3	1	6	Moyenne
	Construction des ouvrages	Création d'emplois	Positif	2	1	1	4	Moyenne
		Risque d'accident	Négatif	1	1	1	3	Faible
		Risque de maladie respiratoire	Négatif	2	1	1	4	Moyenne
	Entretien des ouvrages	Création d'emplois	Positif	2	3	1	6	Moyenne
	Surveillance du barrage							
	Arrivé des employés	Risque de transmission de maladie	Négatif	2	2	2	6	Moyenne
		Echange de culture	Positif	2	3	2	7	Moyenne
Faune et flore	Construction d'un batardeau provisoire et du barrage	Perturbation des animaux aquatiques	Négatif	2	3	1	6	Moyenne
	Construction de brises charges et des réservoirs	Perturbation des insectes	Négatif	2	3	1	6	Moyenne

	Décapage et débroussaillage	Destruction de la flore environnante	Négatif	2	2	1	5	Moyenne
	Installation de chantier	Perturbation de l'habitat de la faune	Négatif	1	2	1	4	Moyenne
	Fouille							
	Remblai et compactage							
	Engazonnement	Protection sur les rives en amont du barrage	Positif	2	3	1	6	Moyenne
	Reboisement dans le BV	Protection de la source	Positif	2	3	2	7	Moyenne
Santé	Installation de chantier	Risque de maladies vénériennes	Négatif	2	2	1	5	Moyenne
	Fouille	Risque de maladies respiratoires	Négatif	2	2	1	5	Moyenne
	Construction des ouvrages	Diminution de risques de contamination de l'eau	Positif	2	3	1	6	Moyenne
	Transport des matériaux	Risque de maladies respiratoires	Négatif	1	1	1	3	Faible
Air	Construction des ouvrages	Pollution de l'air par des poussières	Négatif	2	1	1	4	Moyenne
	Installation de chantier							
	Fouille							
	Transports des matériaux	Pollution de l'air par les camions	Négatif	1	1	1	3	Faible

X.6 Les mesures d'atténuation et de compensation

Pour la faisabilité du projet, on doit apporter des mesures d'atténuation ou de compensation aux impacts négatifs. Cette étape consiste donc à étaler les actions ou les mesures appropriées pour réduire les impacts négatifs. Les mesures d'atténuation sont ainsi résumées dans le tableau suivant :

Tableau 54 : Mesures d'atténuation

Milieu récepteur	Impacts négatif	Mesures d'atténuation	Impact résiduel
Eau	Pollution de l'eau	Construction de latrines pour les employés	Mineur
		Mettre en place une zone de protection autour de la source de captage	Mineur
	Risque d'inondation	Réalisation des travaux en période d'été	Aucun
Sol	Pollution du sol	Construction de latrines	Mineur
		Mise en place de bacs à ordures	Mineur
	Risque d'érosion	Reboisement au niveau du BV dans le cadre de PPOC	Mineur
		Engazonnement sur les rives en amont du barrage	Mineur
		Compactage des déblais	Aucun
Air	Pollution de l'air	Arrosage des remblais	Mineur
		Utilisation de camions en bon état	
Faune et flore	Destruction et perturbation	Déplacer si possible les animaux vers une zone d'habitat semblable	Mineur
		Sensibilisation de la population à planter des arbres	Mineur
Santé	Diminution du taux de maladie hydrique	Sensibilisation de la population à prendre des mesures d'accompagnement comme l'utilisation des sur 'eau	Mineur
	Risque de propagation des maladies transmissibles	Sensibilisation de la population à la lutte contre les maladies transmissibles	Aucun
	Risque de maladies respiratoires	Utiliser des caches nez ou arroser la terre avant de le travailler	Aucun
Social	Mécontentement des propriétaires des terrains	Négocier avec les propriétaires	Mineur

	Risque de conflit social sur la mauvaise gestion de l'eau	Création d'une AUE	Aucun
Economie	Destruction des routes goudronnées pour le passage des conduites	Négocier avec le ministère des travaux publics et remise en état de la route	Aucun

X.7 Le plan de gestion environnementale

Le plan de gestion environnementale est un programme qui constitue la base du cahier de charges environnementales du promoteur et qui assure la suivie et la surveillance de la réalisation des mesures d'atténuation des impacts durant les diverses phases du projet.

Le Suivi consiste à contrôler et à vérifier l'état du milieu récepteur suivant les indicateurs de suivi qui sont préconisés dans les mesures d'atténuation.

Tableau 55 : Programme de suivi

Critères à contrôler	Indicateur de réalisation	Acteurs de suivis et responsables
Qualité de l'eau, air et sol	Observation sur terrain	CARITAS Madagascar, WATERAID Madagascar
Remise en état des zones touchées par le projet	Elimination des débris de matériau non utilisés, remise en état des routes	CARITAS Madagascar, Commune de Tsiroanomandidy Fihaonana, ministère des travaux publics, le Chef Fokontany, WATERAID Madagascar
Accidents lors de la réalisation	Nombre d'accident par jour	CARITAS Madagascar
Conflits lors de la réalisation	Nombre de conflits ou discordance par jour	Chef Fokontany, Chef chantier, Chef de l'AUE
Lutte contre l'érosion	Reboisement au niveau du BV	Chef Fokontany, Commune, Chef de l'AUE, CARITAS Madagascar
	Mise en place des fossés d'évacuation d'eau sauvage pour protéger les ouvrages	

Clôtures et engazonnements	Implantation des clôtures et engazonnement aux alentours des ouvrages	CARITAS Madagascar, WATERAID Madagascar, Commune
Respect des ouvrages	Aucune activité qui n'a pas de rapport avec les ouvrages et autour des constructions	Fokontany, Commune, AUE
Contribution aux travaux d'entretien	Bon fonctionnement des infrastructures	AUE

Chapitre 11 : Mesures de protection et gestion de conservation du système d'AEPAH

XI.1 Mesures de protection

Pour assurer la pérennité des ressources en eau et la durabilité de tous les ouvrages AEPAH, il est indispensable d'installer des systèmes de protection selon le type d'ouvrage.

XI.1.1 Protection du barrage de captage

Pour la protection du barrage de captage, les mesures et actions suivantes s'avèrent indispensables et seront recommandées pour les membres du CPE et d'AUE, les techniciens locaux ainsi que les membres de l'autorité locale :

- Aménagement et amélioration des systèmes de protection du bassin versant et en amont du barrage de captage pour pouvoir préserver la qualité bactériologique de l'eau à capter,
- Protection du périmètre de tous les ouvrages de captage PPOC (Clôtures obligatoires, et plantations des haies vives),
- Aménagement du bassin versant par des Fossés de crêtes et des fossés anti-érosifs,
- Reboisement en amont du barrage de captage,
- Interdiction de champ de cultures en amont du captage (périmètre immédiat source),
- Interdiction de pâturage dans le périmètre du point de captage dans un rayon de 50[m], concrétisée par des arrêtés communaux.

Suivant le décret numéro 2003-940, l'installation d'un périmètre de protection est obligatoire autour des points de prélèvement des eaux, pour réduire au maximum le risque de pollution des eaux. Le périmètre comprend deux (02) formes de protection dans notre cas :

- **La protection immédiate** : qui sert à protéger les ressources en eau, d'empêcher la détérioration des ouvrages de prélèvement, et d'éviter que des déversements ou des infiltrations de substances polluantes.
- **La protection éloignée** : qui sert à renforcer la protection contre les pollutions permanentes. La protection consiste à établir une clôture à partir du barrage jusqu'à la crête du bassin versant topographique qui alimente les sources.

XI.1.2 Protection des réservoirs

Pour protéger les réservoirs, ils seront clôturés de 7 x 7[m]. Un drain de colature sera aussi créé pour recueillir les eaux de ruissellement provenant du bassin en amont de l'infrastructure. De plus, à la sortie du trop-plein, de la vanne de vidange et aux alentours des ouvrages, des gravillons d'une épaisseur de 10 cm sont à entreposer. Et la création d'une pente autour des ouvrages permet la circulation de l'eau vers un exutoire choisi.

XI.1.3 Protection des conduites d'amenées et des réseaux de distribution

Pour assurer la sécurité des conduites d'amenées et des réseaux de distribution, il faut respecter les profondeurs de pose suivantes :

- 80 [cm] pour les emplacements sur des terrains fermes,
- 100 [cm] pour les tracées traversant des champs de culture et des routes.

XI.1.4 Protection des points de puisage

Les bornes fontaines seront placées dans un endroit clos d'une dimension de 4 x 4 [m]. Un fossé de dimension 60 x 60 x 100 [cm] rempli de matériaux poreux, sera aussi réalisé pour l'évacuation des eaux usées dues aux pertes éventuelles. En fin, l'heure de puisage d'eau doit être respectée pour que les CPE puissent facilement surveiller les éventuelles malfaçons d'utilisation des points d'eau.

XI.2 Gestion et conservation

Dans le cadre de conservation de l'eau, le projet met en œuvre un « système de gestion de l'eau ». L'aspect gestion se focalise sur une action d'IEC (Information-Education-Communication) qui amène les villageois à adopter une gestion efficace des points d'eau, avec la mise en place d'un CPE (Comité de Point d'Eau), motivé et géré par l'AUE (Association des Usagers de l'Eau). En outre, cette activité consiste à mettre en œuvre les actions nécessaires pour le développement de capacité des villageois à gérer efficacement les points d'eau.

Selon les principes, une Assemblée générale sera organisée, et l'équipe de socio organisateurs s'attelleront à expliquer à l'assistance que les points d'eau à mettre en place seront des propriétés des villageois, et que ces derniers auront l'obligation de mettre en place une gestion efficace des infrastructures afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité des ouvrages.

Cette obligation amène les villageois à :

- Elire les membres d'un Association des Usagers de l'eau (AUE),
- Élire les membres d'un comité de point d'eau (CPE),
- Désigner deux personnes comme artisans villageois qui seront formés sur l'entretien et la maintenance des ouvrages,
- Discuter des prix à payer pour l'eau dans les bornes,
- Discuter sur les principes de motivation des membres du Comité de point d'eau ;
- Se convenir que les interventions des artisans réparateurs seront effectuées moyennant rémunérations,
- Ouvrir un compte auprès d'une Banque ou d'une institution de Micro-finance pour les fonds collectés,
- S'assurer auprès des fournisseurs de la disponibilité des pièces détachées et de l'existence d'une structure permettant l'accès à ces pièces détachées,
- Elaborer une convention de gestion entre la Commune et le CPE.

Ces réunions feront l'objet d'un Procès-verbal signé par les parties prenantes du projet.

XI.2.1 L'association des usagers en eau(AUE)

L'AUE ou Association des Usagers en Eau est composée de :

- Un Président,
- Un vice-président,
- Un conseiller,
- Un commissaire au compte,
- Un trésorier,
- Un secrétaire,

Les membres de l'AUE sont des personnes issues des bénéficiaires dont leurs rôles sont de gérer et mobiliser les bénéficiaires dans l'accomplissement de leur responsabilités durant la réalisation, de contrôler les fonctions des CPE et les techniciens locaux, et d'assurer les relations entre les autorités incluses dans le projet et les bénéficiaires.

XI.2.2 Le Comité de point d'eau(CPE)

Le Comité de point d'eau est constitué par :

- Un Président,
- Un Vice-Président,
- Un Secrétaire,
- Un Trésorier.

Ce comité assure l'organisation pour la gestion au niveau de chaque borne fontaine, et qui dirige et administre la gestion des points d'eau. Les membres qui le constituent sont choisis ou élus par l'AUE. Une structure de gestion financière doit être mise en place dans le C.P.E pour gérer le budget d'exploitation.

XI.2.3 Les techniciens locaux

Les deux techniciens locaux sont désignés par l'AUE, et seront formés par les techniciens de Caritas.

Ils ont pour rôles d'entretenir toutes les anomalies qui peuvent survenir comme :

- Remplacer un robinet endommagé ;
- Colmater les fissures éventuelles sur les conduites ou les ouvrages du génie civil ;
- Raccorder les tuyaux cassés;
- Manipuler les matériels de plomberie (clé à griffe, les colles, les divers clé,...) ;
- Manipuler les différentes infrastructures du système d'A.E.P (vanne, ...).

XI.2.4 Règlement intérieur

Après avoir reçues des formations, l'AUE doit établir des règlements intérieurs ou « DINA », qui prévoit les solutions ou mesures à prendre pour résoudre les problèmes éventuels afin de préserver le bon fonctionnement de l'organisation et du projet.

Ce règlement intérieur contient des sanctions et rassemble les outils à régir la gestion et l'exploitation des points d'eau. Il aide à la prise de décision du bureau en cas d'anomalie. Son contenu se rapporte surtout sur :

- La tenue et la fréquence d'une assemblée générale et réunions ordinaires/extraordinaires, les sanctions au absentéisme lors de rassemblement,
- Le mode d'élection et le profil exigé des membres (sachant lire et écrire au minimum) du C.P.E,
- La description des diverses tâches des membres,
- Le mandat du C.P.E (au minimum six mois – au maximum deux ans auquel la candidature est non renouvelable),
- Les ressources financières de structure de gestion,
- Le manuel de procédure de gestion et les rubriques de dépenses éligibles,
- La réglementation de l'utilisation du point d'eau,
- Les activités interdites au niveau du Bassin Versant, et au niveau de tous les ouvrages,
- La fréquence d'entretien des ouvrages.

XI.2.5 Les formations pour des membres de la Communauté de Base

Les besoins en formations pour les membres de la Communauté de base sont donc les suivants :

- Gestion des ressources en eau,
- maintenance et entretien des infrastructures,
- protection de l'environnement,
- gestion pour l'AUE, les CPE,
- appui communautaire pour les Agents administratifs de la Mairie en tant que maitre d'ouvrage.

Les formations seront assurées par les agents de Caritas Madagascar et par les agents communautaires locaux.

CONCLUSION

A partir des études effectuées dans ce mémoire, on peut dire que l'installation du projet d'AEPAH dans le Fokontany d'Andranomadio et de Soavinarivo est une opportunité non seulement pour la population locale vue la situation actuelle sur place, mais aussi pour Madagascar pour atteindre les objectifs mondiaux.

Cependant, la réalisation du projet requiert une collaboration des bénéficiaires dans leur disponibilité à fournir des mains d'œuvres et des matériaux locaux. Une association des usagers de l'eau sera donc à créer pour gérer et organiser l'exploitation des ouvrages.

Sur le plan social, le projet présente beaucoup d'avantages car il offre à toute la population d'Andranomadio et de Soavinarivo l'accès en eau potable et à des infrastructures d'assainissement hygiénique.

Sur le plan technique, les solutions apportées par le projet d'EAH d'Andranomadio et de Soavinarivo comportera un système d'adduction d'eau potable, qui s'étalera sur 15ans, et comportant un barrage de captage, un poste de traitement, cinq brises charges, des conduites d'amenée, deux réservoirs, des conduites de distribution, dix-huit bornes fontaines communautaires. Dans le cadre de l'assainissement et hygiène, les infrastructures à mettre en œuvre sont les suivants : deux douches et latrines scolaires, et quatre dispositifs de lavage de mains.

L'étude financière du projet a permis d'évaluer le montant de la réalisation des travaux à une somme totale de quatre cent quarante-deux millions cent quinze mille Ariary (442 115 000 Ar) toutes taxes comprises.

Enfin, on peut dire que la réalisation de ce présent mémoire nous a permis d'acquérir à des nouvelles connaissances tant sur la théorie et surtout sur la pratique. Ce mémoire nous a également prouvé l'intérêt d'utilisation des logiciels tels le MapInfo, l'ArcMap, l'Epanet, et l'Autocad.

BIBLIOGRAPHIES

- A .DUPONT, hydraulique urbaine, Tome II : Ouvrages de transport – élévation et distribution des eaux, Eyrolles, Paris, 1974,
- Aide-mémoire d'hydraulique urbaine -1982- Collection de la Direction des Etudes et de la Recherche d'EDF – Eyrolles-
- ALDEGHERI M ; 1995 ; « Fleuve et rivière de Madagascar » ; ORSTOM
- ARMANDO LANCASTRE, 1976. « Manuel d'hydraulique générale » ; Edition Eyrolles
- DIDIER GALLARD : « Eau et Assainissement »
- JACQUES BONVIN ; Hydraulique Urbaine I; version 2005
- JEAN-PIERRE BECUE : « Choix du site et du type de barrage »
- Madagascar – « Code de l'eau »
- Mahmoud MOUSSA : « Alimentation en eau potable »
- Météorologie Nationale, « Règle pour constructions para-cycloniques »,
- Tutorial_Fr_EPANET 2.0

COURS

- RAMANANTSOA Benjamin : « Cours de traitement des eaux-5ème année »
- RANDRIAMAHERISOA Alain : « Cours d'Hydrologie-3ème année », « Cours d'Etude d'Impact Environnemental-5ème année »
- RANDRIANASOLO David : « Cours d'Hydraulique Urbaine-4ème année», « Cours d'Adduction en Eau Potable-5ème année »
- RASOLOFONIAINA Jean Donné : « Cours d'hydraulique agricole-4ème année et 5ème année »
- RAVAOHARISOA Lalatiana : « Cours de Béton Armé-3ème année »

ANNEXES

Annexe1 : données pluviométriques**Pluviométrie moyenne mensuelle (mm)**

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Année
1953	204,3	317,5	306,4	2,0	6,6	24,8	0,0	32,7	27,1	48,9	158,0	271,8	1 400,1
1954	328,0	305,0	136,1	73,6	0,0	0,0	0,0	1,4	29,2	52,6	147,5	426,4	1 499,8
1955	418,3	388,0	230,6	16,4	0,0	0,0	5,5	2,9	5,8	100,6	52,9	382,6	1 603,6
1957	302,4	395,6	428,3	149,0	11,3	0,0	9,7	0,0	163,5	63,4	127,6	219,7	1 870,5
1961	533,2	135,6	401,8	101,4	7,7	5,5	9,0	25,9	0,0	29,0	179,3	442,4	1 870,8
1962	439,6	242,6	667,7	99,9	92,2	0,0	2,3	21,8	13,6	171,5	373,8	732,3	2 857,3
1963	269,8	663,6	289,1	171,2	22,1	67,2	22,3	0,0	28,8	112,7	240,3	499,7	2 386,8
1965	327,8	237,0	171,9	21,1	0,0	23,8	61,6	3,8	0,0	30,0	10,5	96,4	983,9
1968	302,4	265,0	138,2	70,5	10,0	7,0	0,0	0,0	5,4	64,2	116,8	263,9	1 243,4
1969	244,5	270,5	86,1	143,1	22,1	31,1	0,0	6,8	7,7	10,3	67,6	394,8	1 284,6
1970	276,9	105,9	279,0	63,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20,0	179,7	290,8	1 215,6
1971	476,1	267,1	106,4	38,8	22,8	0,0	0,0	0,0	12,4	62,0	234,4	142,3	1 362,3
1972	384,6	343,5	272,8	27,2	60,7	0,8	32,5	10,9	0,0	221,9	56,7	377,4	1 789,0
1973	407,1	378,7	253,8	78,5	0,0	4,5	18,8	10,4	24,2	80,0	284,8	347,0	1 887,8
1974	272,1	259,2	167,3	239,6	9,6	18,4	0,5	4,0	0,3	70,6	101,8	286,4	1 429,8

Source : station météorologique de Tsiroanomandidy

Pluviométrie Maximale de 24 Heures (mm)

Année	Pmax24 (mm)
1952	63,8
1953	62
1954	85,4
1955	86,2
1961	90,5
1962	107,2
1963	79,7
1965	40,5
1968	67,1
1969	74,3
1970	115,5
1971	102,6
1972	114,9
1973	100,9
1974	47,6

Source : station météorologique de Tsiroanomandidy

Annexe2 : Valeurs des différents coefficients**Valeur du coefficient régional B dans formule CTGREF**

Rivières	B
Ikopa à Bevomanga	49
Ikopa au Bac de Fiadanana	51
Andromba à Tsinjony	50
Tafaina	47
Ikopa à Antsatrana	47
Betsiboka à Ambodiroka	46
Mangoro à Mangoro	47
Mania à Fasimena	45
Vohitra à Rogez	42
Namorona à Vohiparara	63
Mananantanana	50
Zomanadao à Ankaramena	49
Ihosa à Ihosa	47
Mahatsiatra à Malakialina	46
Mangoky à Banian	49
Mandrare à Amboasary	47
Mananara à Bevia	54
Sambirano à Ambanja	36
Petits bassins ANKABOKA	35

Valeur des coefficients de ruissellement C utilisés dans le calcul de débit par la méthode rationnel

	Surface							
	0 < S _{BY} < 10 ha				10 <S _{BY} < 400 ha			
	Pente							
	- 5%	5 à 10 %	10 à 30 %	30%	- 5%	5 à 10 %	10 à 30 %	30%
Nature de la couverture végétale	Coefficient de ruissellement							
Plateforme Chaussée de route	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrain dénudé Végétation non couvrante Laboure frais Terrain déjà attaqué par l'érosion	0,80	0,85	0,9	0,95	0,7	0,75	0,8	0,85
Culture couvrante Céréale haute Terrain de parcours (Golf)	0,75	0,8	0,85	0,9	0,52	0,6	0,72	0,8
Prairie Brousse dense Savane à sous-bois	0,7	0,75	0,8	0,85	0,3	0,36	0,42	0,5
Forêt ordinaire Sous-bois touffu	0,3	0,5	0,6	0,7	0,18	0,2	0,25	0,3
Grande forêt primaire	0,2	0,25	0,3	0,4	0,15	0,18	0,22	0,25

Dans cette étude, les caractéristiques du BV sont :

S (Km2)	P (Km)	L (Km)	K	Z max (m)	Z min (m)	Zmoy	I (m/Km)
1,25	4,93	2,12	1,23	1363	1201	1282	72,59

Avec des couvertures végétales de type brousse dense et savane à sous bois.

Donc, le coefficient de ruissellement $C = 0,36$

Coefficient b dans formule MONTANA

Ville	b
Tananarive	0,14
Arivonimamo	0,28
Ivato	0,26
Fianarantsoa	0,26
Tuléar	0,24
Majunga	0,35
Tamatave	0,4
Diégo	0,39
Andapa	0,27
Morondava	0,29
reste	0,288

Valeur du coefficient C' utilisé dans la règle de LANE

Nature sol	Valeurs C'
Limons et sables très fins	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Sables gros	5
Petits graviers	4
Graviers moyens	3,5
Gros graviers	3
Graviers et galets	2,5
Argiles plastiques	3
Argiles moyennes	2
Argiles dures	1,8
Argiles très dures	1,6

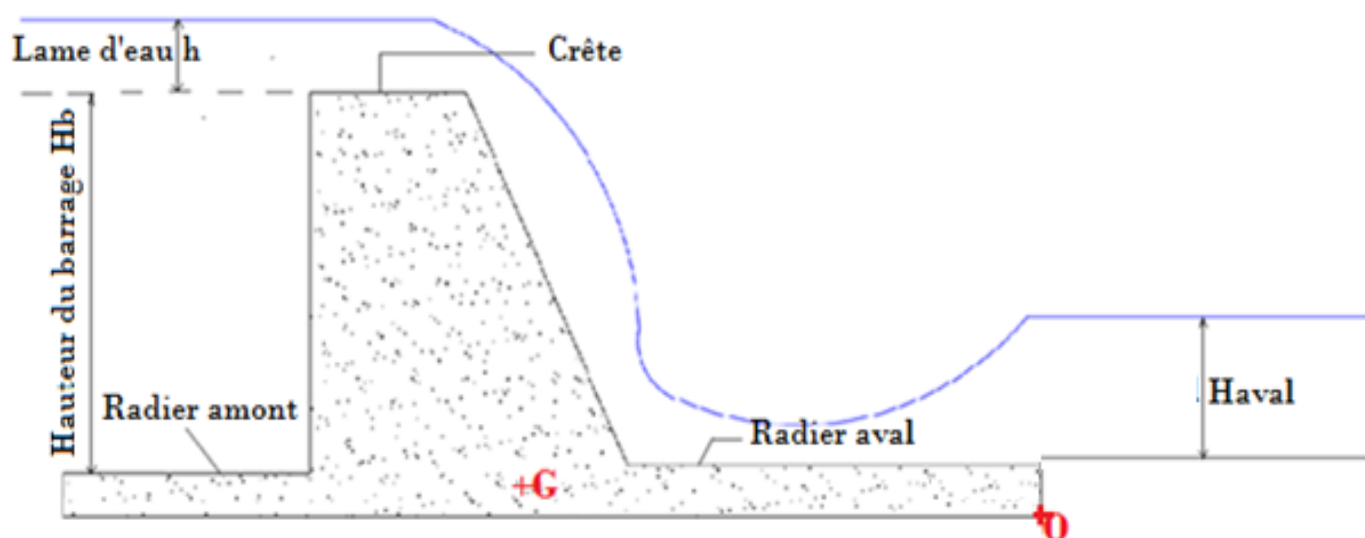
Annexe 3: Résistance du sol de fondation

Nature du sol	σ_s en T/m ²
Argile compacte bien sèche	80
Argile compacte humide	30
Sable humide mêlé de cailloux	60 à 80
Sable fin humide	50
Remblai ancien (1 siècle)	10
Sable argileux et aquifère	20
Roches compactes	100 à 150
Gravier terreux	20 à 50
Cailloux et graviers	40 à 60
Terre vierge non humide	20
Terre végétale rapportée qui a été tassée et pilonnée	10
Vase et argile molle	5

Annexe 4 : Etude de stabilité du barrage

Le profil type du barrage est donné dans la figure ci-dessous.

Figure 14 : Profil type du barrage



Longueur seuil (m)	2,5
Lame d'eau (m)	0,90
Hauteur seuil (m)	1,20
Largeur crête (m)	0,50
Talus paroi aval	0,60
Radier amont (m)	0,50
Radier aval (m)	1,50
Epaisseur radier (m)	0,20
Seuil aval (m)	0,20
Base (m)	1,22
H amont (m)	2,10
H aval (m)	1,67
Hauteur de sédiments	0,25
Angle Frottement interne (°)	25
Largeur fondation	3,22

1- Les forces agissant sur le barrage

Poids du barrage

W1 (massif)	1 500
W2 (massif)	1 080
W3 (radier)	1 610
Total W	4 190

$$\triangleright W_1 = h_b * l_{crête} * \rho_b$$

$$\triangleright W_2 = h_b * \left(\frac{base - l_{crête}}{2} \right) * \rho_b$$

$$\triangleright W_3 = e_{radier} * largeur\ fondation * \rho_b$$

Poussée de l'eau

P1 (lame d'eau)	1 080
P2 (réservoir eau)	720

$$\triangleright P_1 = lame\ d'eau * h_b * 1000$$

$$\triangleright P_2 = \frac{h_b^2}{2} * 1000$$

Poussée de sédiments

Ps	20
Total P	1 820

$$\triangleright P_s = \frac{\rho_{\text{sédiment}} * h_s^2}{2} * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\frac{25}{2}}{180} * \pi \right)$$

Surcharge

Sc radier amont	1 050
Sc crête	450
Sc radier aval	2 504
Total Sc	4 004

$$\triangleright \text{Sc crête} = l_{\text{crête}} * \text{lame d'eau} * 1000$$

$$\triangleright \text{Sc radier} = H_{\text{aval}} * l_{\text{radier aval}} * 1000$$

2-Bras de levier dFi

Les bras de levier par rapport à O extrémité aval du barrage sont donnés dans les tableaux suivants :

Poids du barrage

dW1	2,47
dW2	1,98
dW3	1,61

Poussée de l'eau

dP1	0,60
dP2	0,40

Poussée de sédiments

dPs	0,33
-----	------

Les bras de levier par rapport à G au centre de la base du radier sont donnés dans les tableaux suivants :

Poids du barrage

dW1	0,86
dW2	0,37
dW3	0,00

Poussée de l'eau

dP1	-0,70
dP2	-0,50

Poussée de sédiments

dPs	-0,18
-----	-------

3-Les moments

Les moments des forces agissant sur le barrage par rapport à O et G sont donnés par la formule :

$$M(F_i) = F_i * dF_i$$

Les moments par rapport à O sont donnés dans les tableaux suivants :

Poids du barrage

MW1	3 705
MW2	2 138
MW3	2 592
Total M(W)	8436

Poussée de l'eau

MP1	648
MP2	288

Poussée de sédiments

MPs	7
Total M(P)	943

Les moments par rapport à G sont donnés dans les tableaux suivants :

Poids du barrage

MW1	1 290
MW2	400
MW3	0
Total M(W)	1 690

Poussée de l'eau

MP1	-756
MP2	-360

Poussée de sédiments

MPs	-4
Total M(P)	-1 120

4-Stabilité du barrage au glissement

La stabilité du barrage au glissement est obtenue quand le coefficient :

$$K_g = \frac{\Sigma W * \text{tg}\phi}{\Sigma P} > 1$$

Dans ce cas, $\text{tg}\phi = 0,75$.

On obtient : $k_g = 1,73$; \Rightarrow **la condition est donc remplie.**

5-Stabilité du barrage au renversement

La stabilité du barrage au renversement est assurée lorsque le coefficient :

$$k_r = \frac{\text{moments des forces stabilisantes}}{\text{moments des forces destabilisantes}} = \frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Mais vaut mieux que $K_r < 2$ pour des raisons économiques.

On obtient : $K_r = 1,78$; \Rightarrow **la condition est donc remplie.**

6-Stabilité interne du barrage

La stabilité interne du barrage est assurée si : $\sigma_{\text{sol}} \geq \sigma_{\text{max}}$

- σ_{sol} est la résistance du sol de fondation,
- σ_{max} est obtenue par la formule suivante.

Telle que :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I}$$

On obtient :

σ_{max} (T/m ²)	1,60
σ_s (T/m ²)	100

Dans ce cas, $\sigma_{\text{sol}} = 100$ à 150 [T/m²] pour le cas de sol de fondation de type roches compactes.

\Rightarrow **La condition est donc remplie.**

Annexe 5 : dimensionnement des réservoirs

Hypothèses de calcul

- Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2500[\text{daN/m}^3]$,
- Poids volumique de l'acier : $\gamma_a = 7850[\text{daN/m}^3]$,
- Poids volumique de l'eau : $\gamma_{\text{eau}} = 1000[\text{daN/m}^3]$,
- Résistance du béton à la compression : $\sigma'_{28} = 270[\text{bars}]$,
- Nuance de l'acier : HA FeE40A,
- Limite d'élasticité de l'acier : $4200[\text{kgf/cm}^2]$,
- Contrainte à la rupture de l'acier : $\sigma_a = 4850[\text{kgf/cm}^2]$.
- Epaisseur dalle supérieure (couvercle) : $e_{ds} = 12,5[\text{cm}]$,
- Epaisseur dalle inférieure (radier) : $e_{di} = 20[\text{cm}]$,
- Epaisseur cuve : $e_{\text{cuve}} = 15[\text{cm}]$.

Prédimensionnement

Capacité des réservoirs

Les capacités des réservoirs sont obtenues par la formule suivante :

$$V = \frac{C * t}{1000 * K}$$

- Pour Andranomadio : $V_a = \frac{121000*8}{1000*1,1*24} = 37[\text{m}^3]$
- Pour Soavinarivo : $V_s = \frac{26000*8}{1000*1,1*24} = 8[\text{m}^3]$

Dalle supérieure ou couvercle

La dalle supérieure sert de couvercle pour le réservoir, et munie d'un trou d'homme pour l'entretien et d'un tuyau d'aération. Sa partie supérieure est munie d'une pente douce qui sert à évacuer les eaux de pluie.

Les dimensions de la dalle supérieure des deux réservoirs sont données dans le tableau suivant :

désignation	dalle supérieure	
	cotés[m]	épaisseurs [cm]
Réservoir Soavinarivo	2,30	12,50
Réservoir Andranomadio	4,50	12,50

Dimensions des cuves

Les deux réservoirs sont de sections carrées dont les murs ont pour épaisseur égales à 15[cm].

Le réservoir d'Andranomadio étant composé de deux compartiments égaux séparés par un mur de 10[cm], les dimensions intérieures et extérieures des deux réservoirs sont résumées dans le tableau suivant :

désignation	dimensions extérieures		dimensions intérieures	
	coté[m]	hauteur[m]	coté[m]	hauteur[m]
Réservoir Soavinarivo	2,30	2,20	2,00	2,20
Réservoir Andranomadio	4,50	2,30	2 compartiments égaux: L= 4,20 ; l=2,05 ; h=2,30	

Dalle inférieure

Les dimensions de la dalle inférieure des deux réservoirs sont données dans le tableau suivant :

désignation	dalle inférieure	
	cotés[m]	épaisseurs [cm]
Réservoir Soavinarivo	2,70	20,00
Réservoir Andranomadio	4,90	20,00

Hauteur utile de l'eau hu dans le réservoir

La hauteur utile de l'eau dans les réservoirs est donnée par la relation :

$$h_u = \frac{V_u}{S_{int}}$$

Dans laquelle :

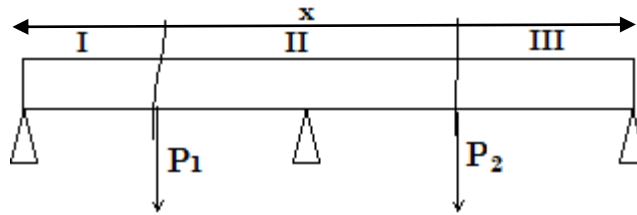
- h_u : hauteur utile de l'eau dans le réservoir,
- V_u : volume utile de l'eau dans le réservoir, dont 37[m³] pour Andranomadio et 8[m³] pour Soavinarivo,
- S_{int} : section intérieure du réservoir.

On obtient :

désignation	hauteur utile de l'eau h_u [m]
Réservoir Soavinarivo	2,00
Réservoir Andranomadio	2,15

Armatures de la dalle supérieure**➤ Pour le réservoir d'Andranomadio**

Le couvercle est assimilé à une dalle sur trois appuis :



❖ P_1 et P_2 : poids propre du couvercle par mètre linéaire tel que :

$$P_1 = P_2 = \frac{x}{2} * e * \gamma_b$$

Avec :

- X : longueur de la dalle égale à 4,5[m],
- e : épaisseur de la dalle égale à 0,125[m],
- γ_b : Poids volumique du béton égal à 2500[daN/m³]

On a : $P_1 = P_2 = \frac{4,5}{2} * 0,125 * 2500 = 703,125[\text{daN/m}]$

❖ Moment maximal par mètre carré

$$M_I = M_{III} = \frac{x}{4} * P_1 \text{ et } M_{II} = \frac{x}{4} * 2P_1$$

On a : $M_I = M_{III} = \frac{4,5}{4} * 703,125 = 791[\text{daN.m}]$

$M_{II} = 2M_{III} = 1582[\text{daN.m}]$

❖ Section d'armature

$$A = \frac{M}{\sigma_a * \epsilon * h_u}$$

σ_a : Contrainte admissible de l'armature

h_u : hauteur utile = hauteur de la section – enrobage de 3[cm]

M : Moment maximal dans la section

ϵ : coefficient à déterminer à l'aide d'un abaque tel que $\epsilon = 0,7332$

Tronçon I et III :

$A_I = A_{III} = 0,60[\text{cm}^2]$, soit un quadrillage de **4Φ6** par mètre de section.

Tronçon II :

$A_{II} = 1,21[\text{cm}^2]$, soit un quadrillage de **7Φ6** par mètre de section.

➤ Pour le réservoir de Soavinarivo

Le couvercle est assimilé à une dalle sur deux appuis.

❖ poids propre du couvercle par mètre linéaire

$$P = x * e * \gamma_b$$

On a : $P = 718,75[\text{daN /m}]$

- ❖ Moment maximal par mètre carré

$$M = \frac{x}{2} * P$$

On a: $M = 826,56[\text{daN.m}]$

- ❖ Section d'armature

$$A = \frac{M}{\sigma_a * \epsilon * h_u}$$

On a: $A = 1,34[\text{cm}^2]$, soit un quadrillage de $7\Phi 6$ par mètre de section.

Armatures de la cuve

- ❖ Pression hydrostatique

$$P = \gamma_{eau} * z$$

- ❖ Effort normale de compression

$$N = 1,128 * P * \sqrt{S_c}$$

Avec S_c : Section de la cuve

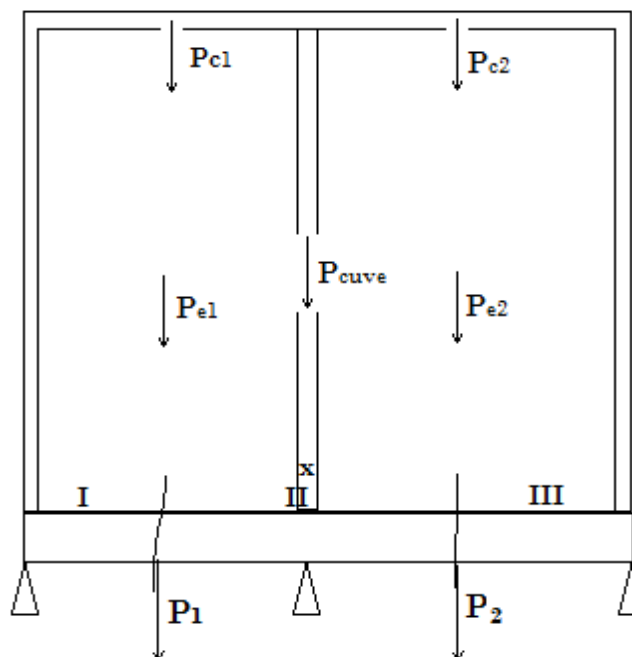
- ❖ Section d'armature

$$A = \frac{N}{\sigma_a}$$

Désignation	Z[m]	P[daN/m ²]	Sc[m ²]	N[daNm]	A[cm ²]	section réelle
Réservoir d'Andranomadio	2,15	2150,00	10,13	7716,94	4,82	7 $\Phi 10$
Réservoir Soavinarivo	2,00	2000,00	5,29	5188,80	3,24	4 $\Phi 10$

Armature de la dalle inférieure

Le radier est assimilé à une dalle sur trois appuis simples pour les deux réservoirs.



❖ Poids P_1 et P_2

$$P_1 = P_2 = \left(\frac{x}{2} * e_{di} * \gamma_b\right) + \frac{1}{2} P_{eau} + \frac{1}{2} P_{couvercle} + \frac{1}{2} P_{cuve}$$

Avec : $P_{eau} = V_{eau} * \gamma_{eau}$

$$P_{couvercle} = (V_{couvercle} * \gamma_{béton}) + (V_{acier} * \gamma_{acier})$$

$$P_{cuve} = (V_{cuve} * \gamma_{béton}) + (V_{acier} * \gamma_{acier})$$

Désignation	x[m]	edi[m]	$\gamma_{béton}$	Peau[daN/m]	Pcouvercle[daN/m]	Pcuve[daN/m]	$P_1=P_2$ [daN/m]
Réservoir Andranomadio	4,50	0,20	2500	37000	1465,08	7,7625	20361,42
Réservoir Soavinarivo	2,30	0,20	2500	8000	732,54	3,795	4943,17

❖ Moment maximal par mètre carrée

$$M_I = M_{III} = \frac{x}{4} * P \text{ et } M_{II} = 2M_I$$

Désignation	$M_I=M_{III}$	$M_{II}=2M_I$
Réservoir Andranomadio	22906,60	45813,20
Réservoir Soavinarivo	2842,32	5684,64

❖ Section d'armature

$$A = \frac{M}{\sigma_a * \epsilon * h_u}$$

Désignation		M[daNm]	A[cm ²]	Section réelle
Réservoir Andranomadio	Tronçon I	22906,60	6,36	6 ϕ 12
	Tronçon III	22906,60	6,36	6 ϕ 12
	Tronçon II	45813,20	12,73	8 ϕ 14
Réservoir Soavinarivo	Tronçon I	2842,32	2,37	5 ϕ 8
	Tronçon III	2842,32	2,37	5 ϕ 8
	Tronçon II	5684,64	4,74	6 ϕ 10

Annexe 6 : Résultats sous forme texte de la simulation par EPANET

```

*****
*                                     *
*               E P A N E T          *
*      Simulation Hydraulique et Qualité      *
*      pour les Réseaux sous Pression        *
*               Version 2.0              *
*                                     *
* Version française: Copyright Générale des Eaux      *
* Traduit par Group REDHISP, Univ. Polyt. Valencia (Espagne) *
*****

```

Résultats aux noeuds à 12:00 Heures:

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m
A	0,00	52,06	12,24
DLM(CEG)	0,50	50,24	12,77
B	0,00	51,60	12,37
BF1	0,25	51,46	12,31
DLM(EPP)	0,50	50,66	13,10
C	0,00	50,99	13,20
BF2	0,25	50,76	15,44
D	0,00	50,41	13,43
BF3	0,25	50,21	14,37
E	0,00	48,87	11,26
BF4	0,25	48,68	11,08
F	0,00	47,55	11,61
BF5	0,25	47,37	11,47
G	0,00	-4,14	5,86
BF6	0,25	-4,33	7,67
BF7	0,25	-13,36	6,64
L	0,00	48,64	11,77
DLM	0,50	48,17	10,68
M	0,00	46,69	12,14

Résultats aux noeuds à 12:00 Heures: (continu)

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m
BF13	0,25	46,23	11,90
N	0,00	35,56	35,56
BF14	0,25	32,74	32,74
BF15	0,25	27,26	27,26
H	0,00	49,26	12,04
BF9	0,25	49,12	12,02
I	0,00	49,09	11,94
BF8	0,25	47,71	11,56
J	0,00	48,93	11,83
BF12	0,25	48,24	11,01
K	0,00	48,11	11,34
BF10	0,25	47,83	11,15
BF11	0,25	46,26	10,98
O	0,00	12,60	7,09
BF1	0,25	12,46	7,10
P	0,00	9,71	7,39
BF11	0,25	9,57	7,36
R	0,00	8,46	8,94
BF11	0,25	8,32	8,96
DLM(EPC)	0,50	5,34	6,72
2	0,00	274,94	14,16
3	0,00	237,58	20,52
4	0,00	196,17	27,92
5	1,70	187,58	37,58
6	0,35	98,98	41,53
Source	-7,33	301,20	0,00
RésS/vo	-0,44	15,53	0,53
RésAudio	-0,79	52,43	2,43

Résultats aux arcs à 12:00 Heures:

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
6	1,25	0,53	6,21	Ouvert
7	0,50	0,52	10,71	Ouvert
8	0,75	0,54	9,15	Ouvert
9	0,25	0,41	9,22	Ouvert
10	0,50	0,49	9,36	Ouvert
11	1,50	0,41	3,13	Ouvert
12	0,25	0,41	9,22	Ouvert
13	1,25	0,44	4,09	Ouvert
14	0,25	0,41	9,22	Ouvert
15	1,00	0,42	4,19	Ouvert
16	0,25	0,41	9,22	Ouvert
17	0,75	0,47	6,58	Ouvert

Résultats aux arcs à 12:00 Heures: (continu)

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
18	0,25	0,41	9,22	Ouvert
19	0,50	1,59	159,05	Ouvert
20	0,25	0,41	9,22	Ouvert
21	0,25	0,80	46,10	Ouvert
22	1,25	0,53	6,21	Ouvert
23	0,50	0,49	9,36	Ouvert
24	0,75	0,74	19,48	Ouvert
25	0,25	0,41	9,22	Ouvert
26	0,50	1,59	159,05	Ouvert
27	0,25	0,80	46,10	Ouvert
28	0,25	0,80	46,10	Ouvert
29	1,25	0,53	6,21	Ouvert
30	0,25	0,41	9,22	Ouvert
31	1,00	0,42	4,19	Ouvert
32	0,25	0,41	9,22	Ouvert
33	0,75	0,47	6,58	Ouvert
34	0,25	0,41	9,22	Ouvert
35	0,50	0,62	16,46	Ouvert
36	0,25	0,41	9,22	Ouvert
37	0,25	0,41	9,22	Ouvert
40	1,25	0,99	29,30	Ouvert
41	0,25	0,41	9,22	Ouvert
42	1,00	0,98	32,09	Ouvert
43	0,25	0,41	9,22	Ouvert
44	0,75	0,74	19,19	Ouvert
45	0,25	0,41	9,22	Ouvert
46	0,50	0,81	31,26	Ouvert
1	7,33	1,66	34,37	Ouvert
2	7,33	1,66	34,37	Ouvert
3	7,33	1,66	34,37	Ouvert
4	7,33	1,66	34,37	Ouvert
5	1,16	1,45	76,38	Ouvert
38	0,81	1,01	39,93	Ouvert
47	4,46	1,01	13,86	Ouvert

Annexe 7: Bordereaux de détail quantitatif et estimatif (établi par l'ONG Caritas Madagascar)

Frais généraux						Montant en Ariary
0000		Fft	Fft	1	173 524 500	173 524 500
TOTAL-Frais généraux						173 524 500

N°PRIX	NATURE et DESIGNATION DES OUVRAGES	Réf	Unité	Quantité	P.U en Ariary	Montant en Ariary
	OUVRAGE DE CAPTAGE AEPG					
	- BARRAGE DE CAPTAGE ET BASSIN DE CAPTAGE					
101	Ciment Holcim Manda	CEM I 42,5 N	sac	58	24 000	1 392 000
102	Fers tors à béton	O 10T	barre	15	19 000	285 000
103	Fers tors à béton	O 8T	barre	25	12 500	312 500
104	Gravillons pour B.A	Fft	m3	4	35 000	140 000
105	Moellons 0.25 x 0.25 x 0.25m pour barrage	0.25X0.25	U	1 150	350	402 500
106	Sable de rivière	Fft	m3	10	25 000	250 000
107	Planches 4,00m pour coffrage	4m	U	30	3 500	105 000
108	Madriers 4,00m pour batardeau	4m	U	5	30 000	150 000
109	Vanne d'arrêt	O 60	U	3	50 300	150 900
110	SR 13 à serrer	O 63	U	6	14 400	86 400
111	Tuyaux Galvas	O 60	U	6	93 000	558 000
112	Raccord union Galva	O 60	U	5	14 620	73 100
113	SR 14 à serrer	O 63	U	5	15 240	76 200
114	Caillasse & graviers pour décantation	Fft	m³	2	25 000	50 000
115	Fournitures et confection de la grille métallique / Dégrilleur	Fft	Fft	1	175 000	175 000
116	M.O Fokonolona pour réalisation des ouvrages	H/j	U	300	3 500	1 050 000
TOTAL OUVRAGE DE CAPTAGE AEPG						5 256 600

CONDUITES D'AMENEE N°1 (BARRAGE/DECANTATION > REDUCTEUR DE PRESSION 1)						
2101	Tuyaux PEHD PN 8 Bars	O 63	m	770	8 340	6 421 800
2102	Raccord union plast. SR 12 à serrer	O 63	U	9	26 400	237 600
2103	Vanne d'arrêt	O 60	U	3	50 300	150 900
2104	SR 13 à serrer	O 63	U	6	14 400	86 400
2105	Tuyaux Galvas	O 60	U	2	97 500	195 000
2106	Raccord union Galva	O 60	U	1	14 600	14 600
2107	SR 14 à serrer	O 63	U	2	15 240	30 480
TOTAL CONDUITES D'AMENEES N°1						7 136 780

CONDUITES D'AMENEES N°2 : REDUCTEUR DE PRESSION 1 > REDUCTEUR DE PRESSION 2						
2201	Tuyaux PEHD PN 8 Bars	0 63	m	1 090	8 340	9 090 600
2202	Raccord union plast. SR 12 à serrer	0 63	U	12	26 400	316 800
2203	Vanne d'arrêt	0 60	U	3	50 300	150 900
2204	SR 13 à serrer	0 63	U	6	14 400	86 400
2205	Tuyaux Galvas	0 60	U	4	97 500	390 000
2206	Raccord union Galva	0 60	U	3	14 520	43 560
2207	SR 14 à serrer	0 63	U	4	15 240	60 960
TOTAL CONDUITES D'AMENEES N°2						10 139 220

CONDUITES D'AMENEE N°3 : REDUCTEUR DE PRESSION 2 > REDUCTEUR DE PRESSION 3						
2301	Tuyaux PEHD PN 8 Bars	0 63	m	1 250	8 340	10 425 000
2302	Raccord union plast. SR 12 à serrer	0 63	U	14	26 400	369 600
2303	Vanne d'arrêt	0 60	U	3	50 300	150 900
2304	SR 13 à serrer	0 63	U	6	14 400	86 400
2305	Tuyaux Galvas	0 60	U	4	97 500	390 000
2306	Raccord union Galva	0 60	U	2	14 520	29 040
2307	SR 14 à serrer	0 63	U	4	15 240	60 960
TOTAL CONDUITES D'AMENEES N°3						11 511 900

CONDUITES D'AMENEES N°4 : REDUCTEUR DE PRESSION 3 >PARTITEUR(BC4)						
2401	Tuyaux PEHD PN 8 Bars	0 50	m	250	5 220	1 305 000
2402	Raccord union plast. SR 12 à serrer	0 50	U	4	18 900	75 600
2403	Vanne d'arrêt	0 50	U	2	24 600	49 200
2404	SR 13 à serrer	0 50	U	4	8 400	33 600
2405	Tuyaux Galvas	0 50	U	2	81 000	162 000
2406	Raccord union Galva	0 50	U	1	10 200	10 200
2407	SR 14 à serrer	0 50	U	2	11 640	23 280
TOTAL CONDUITES D'AMENEES N°4						1 658 880

CONDUITES D'AMENEE N°5 : PARTITEUR(BC4) > RESERVOIR SOAVINARIVO						
2501	Tuyaux PEHD PN 12,5 Bars	032	m	3 250	3 120	10 140 000
2502	Raccord union plast. SR 12 à serrer	0 32	U	35	8 800	308 000
2503	Vanne d'arrêt	0 32	U	2	13 200	26 400
2504	SR 13 à serrer	0 32	U	4	4 800	19 200
2505	Tuyaux Galvas	0 34	U	4	78 000	312 000
2506	Raccord union Galva	0 34	U	3	6 000	18 000
2507	SR 14 à serrer	0 32	U	4	5 640	22 560
TOTAL CONDUITES D'AMENEES N°5						10 846 160

CONDUITES D'AMENEE N°6 : PARTITEUR(BC4) > RESERVOIR ANDRANOMADIO						
2601	Tuyaux PEHD PN 8 Bars	0 75	m	5 750	11 760	67 620 000
2602	Tuyaux PEHD PN 8 Bars	0 63	m	4 000	8 340	33 360 000
2603	Raccord union plast. SR 12 à serrer	0 75	U	62	55 800	3 459 600
2604	Raccord union plast. SR 12 à serrer	0 63	U	42	25 320	1 063 440
2605	Ventouse	0 50	U	2	960 000	1 920 000
2606	Réduction à serrer PEHD	0 75>63	U	1	48 000	48 000
2607	Vanne d'arrêt	0 60	U	1	50 300	50 300
2608	SR 13 à serrer	0 63	U	2	14 400	28 800
2609	Vanne d'arrêt	0 75	U	2	125 000	250 000
2610	SR 13 à serrer	0 75	U	4	28 800	115 200
2611	Tuyaux Galvas	0 75	U	8	150 000	1 200 000
2612	Raccord union Galva	0 75	U	4	33 600	134 400
2613	SR 14 à serrer	0 75	U	6	34 440	206 640
TOTAL CONDUITES D'AMENEE N°6						109 456 380

-OUVRAGES REDUCTEURS DE PRESSION / BRISES CHARGES/PARTITEUR						
801	Ciment Holcim Manda	CEM I 42,5 N	sac	57	24 000	1 368 000
802	Fers tors à béton	0 10T	barre	24	19 000	456 000
803	Fers tors à béton	0 8T	barre	56	12 500	700 000
804	Fers tors à béton	0 6T	barre	11	7 500	82 500
805	Gravillons pour B.A	Fft	m³	5,5	35 000	192 500
806	Sable de rivière	Fft	m³	6	25 000	150 000
807	Planches 4,00m pour coffrage	4m	U	72	3 500	252 000
808	Madriers 4,00m	4m	U	6	30 000	180 000
809	Vanne d'arrêt	0 60	U	3	50 300	150 900
810	Tés égaux plast à serrer (vidange)	0 63	U	3	29 500	88 500
811	SR 13 à serrer	0 63	U	6	14 400	86 400
812	Vanne d'arrêt	0 50	U	2	24 600	49 200
813	SR 13 à serrer	0 50	U	4	12 400	24 800
814	SR 14 à serrer	0 63	U	4	15 240	30 480
815	Té égaux PVC à coller	0 63	U	5	8 400	42 000
816	Tuyau PEHD PN 8 Bars	0 63	U	30	8 340	250 200
817	M.O Fokonolona pour réalisation des ouvrages	H/j	U	260	3 500	910 000
TOTAL OUVRAGES REDUCTEURS DE PRESSION / BRISES CHARGES						5 216 080

RESERVOIR DE STOCKAGE ANDRANOMADIO						
1001	Ciment Holcim Manda	CEM I 42,5 N	sac	244	26 000	6 344 000
1002	Fers tors à béton	0 6T	barre	10	7 500	75 000
1003	Fers à béton tors	0 8T	barre	59	12 500	737 500
1004	Fers à béton tors	0 10T	barre	57	19 000	1 083 000
1005	Fers à béton tors	0 12T	barre	52	26 500	1 378 000

1006	Fers à béton tors	O 14T	barre	18	50 000	900 000
1007	Moellons 0.25 x 0.25 x 0.25 m pour Réservoir	0.25X0.25	U	1 810	400	724 000
1008	Gravillons pour Réservoir	Fft	m ³	19	40 000	760 000
1009	Sable de rivière	Fft	m ³	17	25 000	425 000
1010	Planches 4,00m pour coffrage	4m	U	300	3 500	1 050 000
1011	Bois carré de 6 x 6 x 400 cm pour raidisseur coffrage	4m	U	50	5 000	250 000
1012	Bois rond de 400 cm pour échafaudage	4m	U	150	2 500	375 000
1013	Madriers 5,00m	5m	U	10	40 000	400 000
1014	Madriers 4,00m	4m	U	20	30 000	600 000
1015	Vanne d'arrêt	O 75	U	2	125 000	250 000
1016	Vanne d'arrêt	O 60	U	3	50 300	150 900
1017	Vanne d'arrêt	O 50	U	1	29 500	29 500
1018	SR 13 à serrer	O 75	U	4	28 800	115 200
1019	SR 13 à serrer	O 60	U	6	13 500	81 000
1020	SR 13 à serrer	O 50	U	2	8 500	17 000
1021	Té égal à serrer	▣ 63	U	2	32 000	64 000
1022	Coude PVC à coller	▣ 63	U	2	7 200	14 400
1023	Coude PVC à coller	O 75	U	2	9 000	18 000
1024	Tuyaux Galva	O 75	U	4	125 000	500 000
1025	Raccord union Galva	O 75	U	4	33 720	134 880
1026	Tuyaux Galva	O 60	U	3	97 500	292 500
1027	Raccord union Galva	O 60	U	4	14 520	58 080
1028	Fournitures matériaux et confection Escalier d'exploitation	O40 / 25	Fft	1	275 000	275 000
1029	Coude Galva	O 75	U	6	12 500	75 000
1030	Coude Galva	O 60	U	8	7 500	60 000
1031	Té Galva	O 60	U	3	9 500	28 500
1032	Gaines polypro et plastiques		m	25	2 500	62 500
1033	Tuyau PEHD Vidange + trop plein	▣ 63	m	20	9 700	194 000
1034	M.O Fokonolona pour manœuvres	H/j	30	600	3 500	105 000
Total - RESERVOIR DE STOCKAGE ANDRANOMADIO						17 626 960

RESERVOIR DE STOCKAGE SOAVINARIVO						
1101	Ciment Holcim Manda	CEM I 42,5 N	sac	47	26 000	1 222 000
1102	Fers à béton tors	O 8T	barre	32	12 500	400 000
1103	Fers à béton tors	O 10T	barre	15	19 000	285 000
1104	Fers à béton tors	O 12T	barre	3	26 500	79 500
1105	Gravillons pour Réservoir	Fft	m ³	5	40 000	200 000
1106	Sable de rivière	Fft	m ³	4	25 000	75 000
1107	Planches 4,00m pour coffrage	4m	U	100	3 500	350 000
1108	Bois carré de 6 x 6 x 400 cm pour raidisseur coffrage	4m	U	16	5 000	80 000

1109	Bois rond de 400 cm pour échafaudage	4m	U	50	2 500	125 000
1110	Madriers 4,00m	4m	U	8	30 000	240 000
1111	Vanne d'arrêt	0 50	U	2	50 300	100 600
1112	Vanne d'arrêt	032	U	1	29 500	29 500
1113	SR 13 à serrer	0 50	U	4	13 500	54 000
1114	SR 13 à serrer	032	U	2	8 500	17 000
1115	Té égal à serrer	0 50	U	1	32 000	32 000
1116	Coude PVC à coller	050	U	2	4 800	9 600
1117	Coude PVC à coller	032	U	2	3 000	6 000
1118	Tuyau Galva	0 50	U	1	80 400	80 400
1119	Tuyau PEHD Vidange + trop plein	0 50	m	10	9800	98 000
1120	M.O Fokonolona pour manœuvres	H/j	25	250	3 500	105 000
Total - RESERVOIR DE STOCKAGE SOAVINARIVO						3 588 600

CONDUITE DE DISTRIBUTION ANDRANOMADIO						
1201	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Andranomadio	0 75	m	600	11 760	7 056 000
1202	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Andranomadio	0 63	m	1600	8 400	13 440 000
1203	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Andranomadio	0 50	m	400	5 280	2 112 000
1204	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Andranomadio	0 40	m	850	3 300	2 805 000
1205	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Andranomadio	0 32	m	1150	3 000	3 450 000
1206	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Andranomadio	0 25	m	100	1 980	198 000
1207	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 75	U	8	55 800	446 400
1208	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 63	U	18	25 500	459 000
1209	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 50	U	6	18 000	108 000
1210	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 40	U	10	13 350	133 500
1211	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 32	U	12	8 500	102 000
1212	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 25	U	2	6 600	13 200
1213	Réduction plast à serrer	75 > 63	U	2	47 000	94 000
1214	Réduction plast à serrer	75 > 50	U	5	47 000	235 000
1215	Réduction plast à serrer	63 > 50	U	5	20 500	102 500
1216	Réduction plast à serrer	63 > 40	U	4	17 500	70 000
1217	Réduction plast à serrer	63 > 32	U	4	17 500	70 000
1218	Réduction plast à serrer	50 > 40	U	3	14 500	43 500
1219	Réduction plast à serrer	50 > 32	U	6	14 200	85 200
1220	Réduction plast à serrer	40 > 32	U	8	9 850	78 800
1221	Réduction plast à serrer	40 > 25	U	2	9 600	19 200

1222	Réduction plast à serrer	32 > 25	U	20	6 800	136 000
1223	Tés égaux plast à serrer	0 75	U	2	74 500	149 000
1224	Tés égaux plast à serrer	0 63	U	6	29 500	177 000
1225	Tés égaux plast à serrer	0 50	U	6	24 000	144 000
1226	Tés égaux plast à serrer	0 40	U	5	19 200	96 000
1227	Tés égaux plast à serrer	0 32	U	6	11 400	68 400
1228	M.O Fokonolona pour creusement des canaux	ml	m		3 500	17 500 000
TOTAL - RESEAUX DE DISTRIBUTION ANDRANOMADIO						49 391 700

CONDUITE DE DISTRIBUTION SOAVINARIVO						
1301	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Soavinarivo	0 50	m	400	5 220	2 088 000
1302	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Soavinarivo	0 40	m	200	3 420	684 000
1303	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Soavinarivo	0 32	m	100	2 280	228 000
1304	Tuyau PEHD PN 8 C.D. AEPG Soavinarivo	0 25	m	100	1 740	174 000
1305	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 50	U	5	18 000	90 000
1306	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 40	U	2	13 350	26 700
1307	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 32	U	2	8 500	17 000
1308	Raccord Union plast. SR 12 à serrer	0 25	U	1	6 600	6 600
1309	Réduction plast à serrer	50 > 40	U	2	15 100	30 200
1310	Réduction plast à serrer	40 > 32	U	2	10 500	21 000
1311	Réduction plast à serrer	32 > 25	U	4	7 150	28 600
1312	Tés égaux plast à serrer	0 50	U	2	24 000	48 000
1313	Tés égaux plast à serrer	0 40	U	1	19 200	19 200
1314	Tés égaux plast à serrer	0 32	U	1	11 400	11 400
1315	M.O Fokonolona pour creusement des canaux	ml	m		3 500	3 500 000
TOTAL - RESEAUX DE DISTRIBUTION SOAVINARIVO						6 972 700

BORNES FONTAINES ANDRANOMADIO & SOAVINARIVO						
1401	Ciment Holcim Orimbato pour 18 B.F.	CEM II 42,5 N	sac	90	24 000	2 160 000
1402	Fers à béton tors	∅ 8	barre	25	12 500	312 500
1403	Fers tors à béton	∅ 6	barre	15	7 500	112 500
1404	Tube PPR de 4m	0 25	U	10	12 000	120 000
1405	Coude PPR	0 25	U	38	1 500	57 000
1406	Robinet	0 27	U	20	12 500	250 000
1407	Manchon galva	0 27	U	38	1 200	45 600
1408	Mamelon galva	0 27	U	38	1 500	57 000
1409	Vanne d'arrêt PPR	0 25	U	20	10 200	204 000
1410	SR 13 plast. à serrer	0 25	U	20	7 200	144 000

1411	coude taraudée PPR	0 25	U	20	4 200	84 000
1412	Manchon taraudé PPR	0 25	U	20	6 600	132 000
1413	Siphon	0 50	U	20	7 000	140 000
1414	Huile de vidange		litres	15	500	7 500
1415	Coude PVC à coller	0 50	U	20	4 800	96 000
1416	Tuyau PEHD PN 10 Evacuation & B.F.	0 63	m	150	8340	1 251 000
1417	Gravillons pour B.F.	Fft	m3	20	40 000	800 000
1418	Planches 4,00m pour coffrage	4m	U	70	3 500	245 000
1419	Confection des panneaux de sensibilisation pour B.F.	Fft	U	20	8 000	160 000
1420	Fournitures et Transport sable	Fft	m³		8 000	1 440 000
1421	M.O Fokonolona pour manœuvres	H/j	25		3 500	3 150 000
TOTAL- BORNES FONTAINES ANDRANOMADIO & SOAVINARIVO						10 968 100

INFRASTRUCTURE D'HYGIENE / APH						
1501	Ciment Holcim Orimbato pour 4 DLM	CEM II 42,5 N	sac	32	24 000	768 000
1502	Fers à béton tors	∅ 8	barre	16	12 500	200 000
1503	Fers tors à béton	∅ 6	barre	8	7 500	60 000
1504	Tube PPR de 4m	0 25	U	8	12 000	96 000
1505	Té taraudé PPR	0 25	U	16	3 600	57 600
1506	Coude PPR	0 25	U	12	720	8 640
1507	coude taraudée PPR	0 25	U	8	4 200	33 600
1508	Manchon taraudé PPR	0 25	U	8	6 600	52 800
1509	Robinet	027	U	16	12 500	200 000
1510	Manchon galva	027	U	32	1 200	38 400
1511	Mamelon Galva	027	U	32	1 500	48 000
1512	Siphon	0 50	U	8	7 000	56 000
1513	Coude PVC à coller	0 50	U	2	4 800	9 600
1514	SR 13 plast. à serrer	0 25	U	8	7 200	57 600
1515	Vanne d'arrêt PPR	032	U	2	10 200	20 400
1516	Gravillons pour DLM	Fft	m3	2	35 000	70 000
1517	Tuyau PEHD PN 10 pour Evacuation	0 63	m	20	8340	166 800
1518	Tuyaux PVC (évacuation DLM)	0 100	barre	4	20 000	80 000
1519	Planches 4,00m pour coffrage	4m	U	20	3 500	70 000
1520	Fournitures et Transport sable	Fft	m³		25 000	500 000
1521	M.O Fokonolona pour manœuvres	H/j	25		3 500	105 000
TOTAL- INFRASTRUCTURES D'HYGIENE						2 698 440

INFRASTRUCTURES D'ASSAINISSEMENT 2 L.S.H.Institutionnelles						
1601	Ciment Holcim (Orimbato) pour 2 L.S.I.	CEM II 42,5 N	sac	140	24 000	3 360 000
1602	Fers à béton tors	∅ 10	barre	28	19 000	532 000
1603	Fers à béton tors	∅ 8	barre	28	12 500	350 000
1604	Fers à béton tors	∅ 6	barre	12	7 500	90 000
1605	Gravillons 5 / 15mm		m³	10,0	40 000	400 000
1606	Briques artisanales		U	25000	50	1 250 000

1607	Tuyau PVC Ø 100	Barre 6m	U	8	75 000	600 000
1608	Tuyau PEHD Ø 63	m	ml	20	9 500	190 000
1609	Coude PVC Ø 100	Unité	U	8	9 000	72 000
1610	Tuyau PPR Ø 25	Barre 4m	U	8	15 500	124 000
1611	Accessoires flexible douche / Raccord en PPR / Siphon	Fft	Fft	4	32 500	130 000
1612	Bois carré en B.O. 7cm x 6 cm en B.O. / Kininina	4m	U	15	15 000	225 000
1613	planche pin 4m	4m	U	190	3 500	665 000
1614	Bois rond 4m	4m	U	60	2 500	150 000
1615	Planche de rive	4m	U	20	15 000	300 000
1616	Madrier 7cmx17cmx4m	4m	U	16	30 000	480 000
1617	Fil recuit	Kg	Kg	8	4 000	32 000
1618	Pointe 100	O 100	Kg	20	4 000	80 000
1619	Pointe 60 / 50	O 60/50	Kg	20	4 000	80 000
1620	Paumelle 140	Unité	paire	22	1 500	33 000
1621	Serrure type vachette avec poignée	Unité	U	10	45 000	450 000
1622	Poignée platine	Unité	U	20	500	10 000
1623	Targette avec porte gadenas	Unité	U	16	1 500	24 000
1624	Tôle galvanisée 40/100	3m	U	16	42 500	680 000
1625	Vis tôle avec rondelle	sch de 100	sachet	2	12 000	24 000
1626	Collier Atlas de 100	Unité	U	22	2 000	44 000
1627	Chaux grasse chaumad	sac 30 kg	sac	2	20 000	40 000
1628	peinture à l'eau blanche ext	bidon 25 kg	bidon	2	92 500	185 000
1629	peinture à l'huile blanche	bidon 20 kg	4 kg	2	160 000	320 000
1630	white spirit	Unité	U	10	2 600	26 000
1631	Teinte colorit bleu	Flacon	U	12	9 500	114 000
1632	Tamis plastique	m	m	8	3 500	28 000
1633	Porte en bois 200 X 100cm (à Confectionner)	Unité	U	4	190 000	760 000
1634	Porte en bois 200 X 70cm (à Confectionner)	Unité	U	6	150 000	900 000
1635	Vis à bois	Bte de 100	U	2	5 000	10 000
1636	Fût plastique de 200l	Fût de 180 l	U	4	50 000	200 000
1637	Rouleau	Unité	U	4	6 000	24 000
1638	Pinceau plat 60	Unité	U	4	2 500	10 000
1639	Pinceau plat 40	Unité	U	4	2 500	10 000
1640	Lame de scie à métaux	Unité	U	10	4 000	40 000
1641	colle PVC	Tube	U	4	8 500	34 000
1642	Filasse	Poupée	U	1	8 000	8 000
1643	Geb à joint	Fft	U	2	12 500	25 000
1644	Bandes de sécurité & Corde rouge	Fft	Fft	2	12 000	24 000
1645	Pointe Tôles 50	50	Kg	10	4 500	45 000
TOTAL - INFRASTRUCTURES D'ASSAINISSEMENT						13 178 000

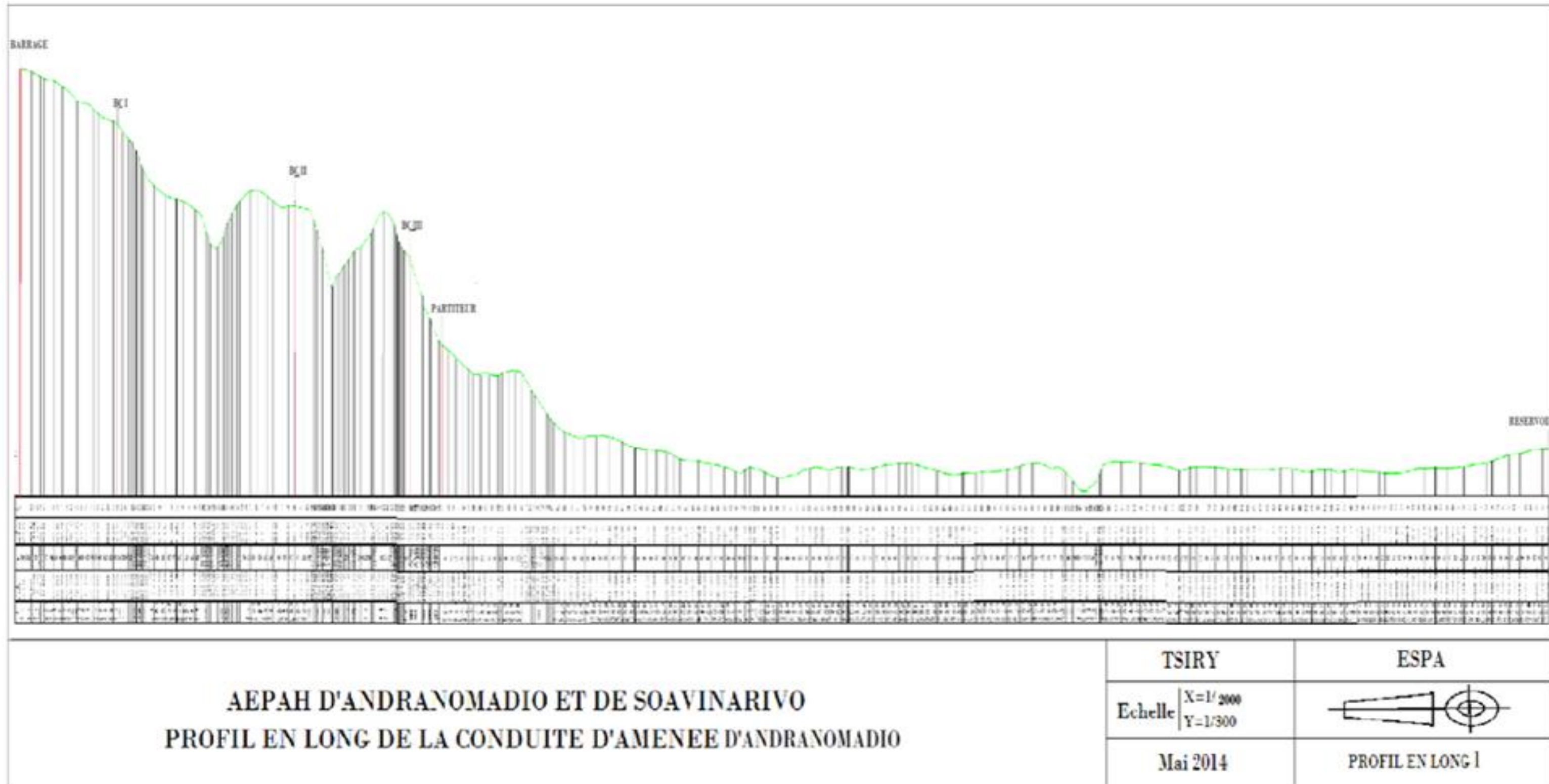
FOURNITURES DIVERSES AEPG						
1701	Colle Girfix		Tube	20	8 000	160 000
1702	Teflon		U	30	500	15 000
1703	Fil de fer recuit		Kg	75	4 000	300 000
1704	Lame de scie à métaux		U	30	3 800	114 000
1705	Filasse		poupée	3	8 000	24 000
1706	Peinture : Jaune	1 kg	"	2	9 500	19 000
1707	bleue	1 kg	"	2	9 500	19 000
1708	rouge	1 kg	"	2	9 500	19 000
1709	blanche	1 kg	"	2	9 500	19 000
1710	Rouleau à peindre		U	4	2 500	10 000
1711	Pinceau n°6 / 2	n°6 / 2	U	4	3 000	12 000
1712	White spirit	1 litre	Bte	10	3 000	30 000
1713	Teinte colorit		Bte	10	9 500	95 000
1714	Pointes 50 / 60	50 - 60	Kg	60	4 000	240 000
1715	Pointes 80 / 100	80 - 100	Kg	60	4 000	240 000
1716	Griffes de ferailleurs 12 / 14	12 / 14	U	2	35 000	70 000
1717	Griffes de ferailleurs 8 / 10	8 / 10	U	2	30 000	60 000
1718	Clés a griffes+ outillages		U	4	35 000	140 000
1719	Sikalite	Sachet	Kg	20	12 500	250 000
TOTAL FOURNITURES DIVERSES						1 836 000

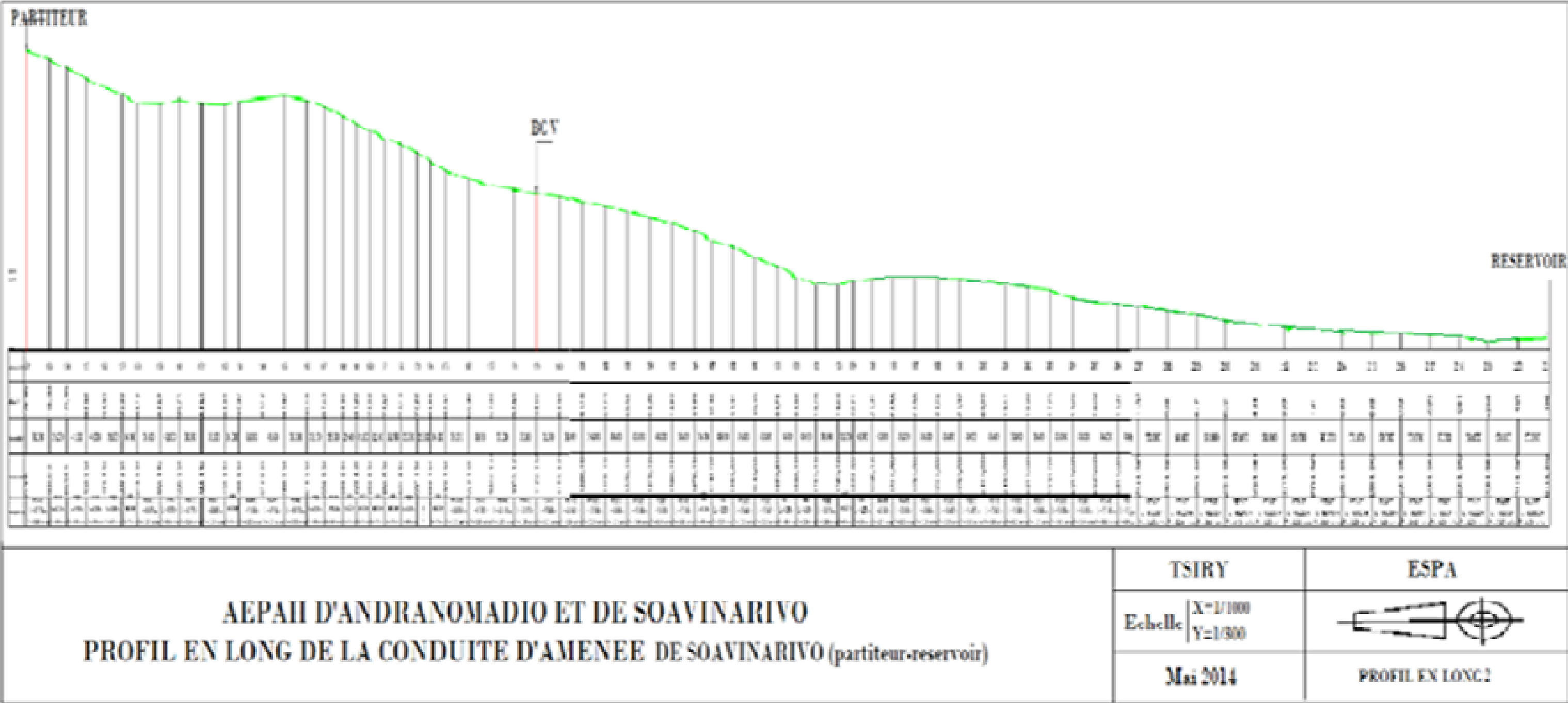
	MATERIELS ET OUTILLAGES DE CHANTIER				
1801	Bèche avec manche	Unité	15	5 500	82 500
1802	Pelle avec manche	Unité	15	5 500	82 500
1803	Pic avec manche	Unité	5	5 000	25 000
1804	Instument pour déroctage (Guil, ciseaux)	Unité	6	5 000	30 000
1805	Brouette	Unité	6	50 000	300 000
1806	Dame à main avec manche	Unité	3	15 000	45 000
1807	Barre à mine	Unité	6	9 500	57 000
1808	Fût de 200 litres	Unité	5	30 000	150 000
1809	Bidon de 20 litres	Unité	15	2 000	30 000
1810	Seaux métalliques de 10l	Unité	15	3 000	45 000
1811	Van métallique	Unité	15	2 500	37 500
1812	Scie à métaux	Unité	6	5 000	30 000
1813	Pince universelle	Unité	6	4 500	27 000
1814	Marteau	Unité	6	5 500	33 000
1815	Scie égoïne	Unité	6	6 000	36 000
1816	Achat des Gaines polypro et plastiques	m	35	2 500	87 500
1817	Equipements de sécurité des O.S. & M.O. Casques, divers	Fft	16	12 500	200 000
1818	Bandes de sécurité & Corde rouge	Fft	4	12 000	48 000
1819	Equipements des O.S. & M.O.(Gants + masque)	Fft	60	1 200	72 000
1820	Massette de 0,5kg	Unité	6	15 000	90 000
	TOTAL MATERIELS ET OUTILLAGES DE CHANTIER				1 508 000

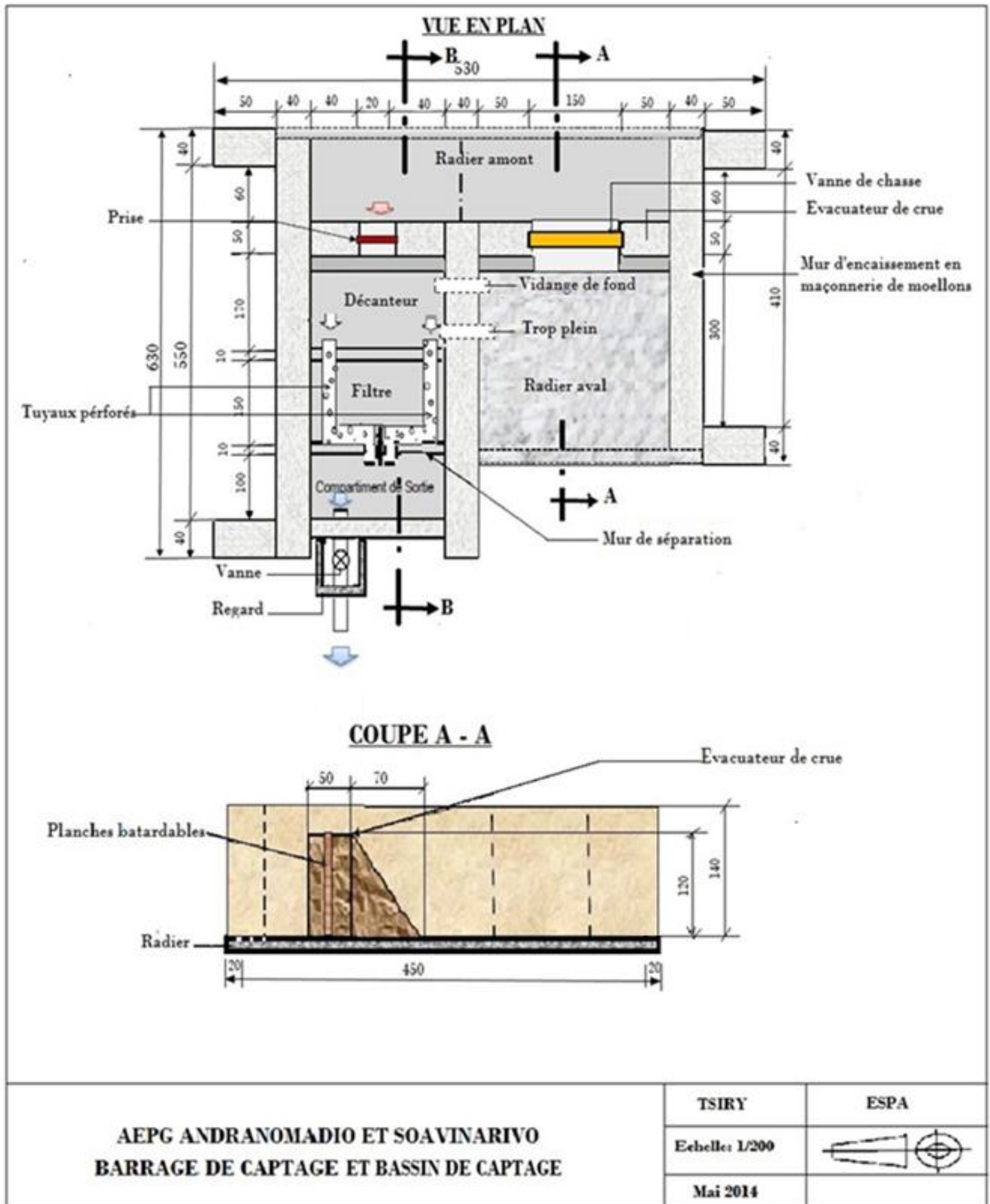
Annexe 8: Coordonnées de l'emplacement des DLM et BF

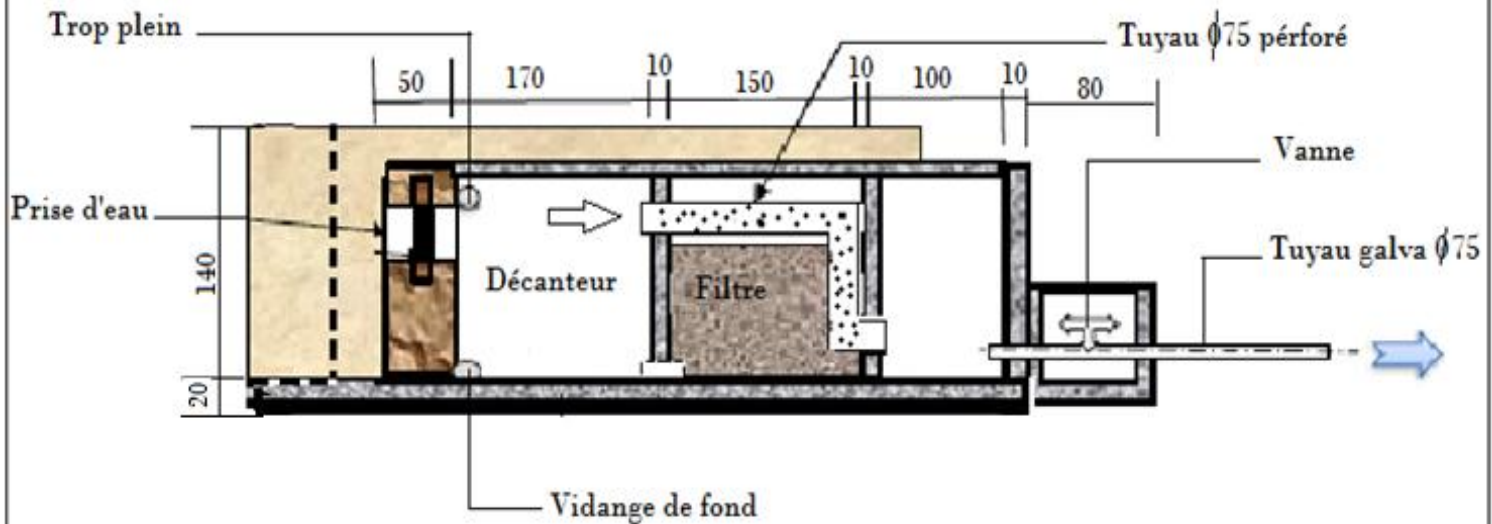
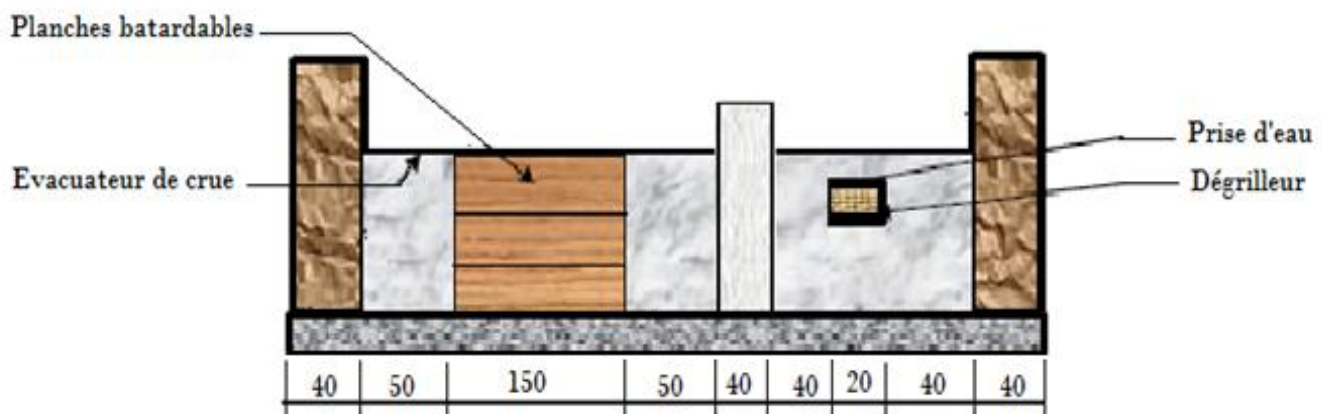
désignation	coordonnées
ANDRANOMADIO	
BF1	18°49'65,9"S
	46°04'13,3"E
BF2	18°49'53,7"S
	46°04'21,3"E
BF3	18°49'53"S
	46°04'25,7"E
BF4	18°49'57,3"S
	46°04'28,7"E
BF5	18°50'0,9"S
	46°04'30"E
BF6	18°50'1,9"S
	46°04'26,8"E
BF7	18°50'7,9"S
	46°04'21,9"E
BF8	18°50'9,4"S
	46°04'17,3"E
BF9	18°49'55,9"S
	46°04'30,8"E
BF10	18°49'55,1"S
	46°04'34,9"E
BF11	18°49'49,1"S
	46°04'28"E
BF12	18°49'45,1"S
	46°04'2'22"E
BF13	18°49'49,7"S
	46°04'24,1"E
BF14	18°49'49,4"S
	46°04'19"E
BF15	18°50'21,6"S
	46°04'11,9"E
DLM(EPC)	18°49'51,9"S
	46°04'24,2"E
DLM(EPP)	18°49'54,8"S
	46°04'15"E
DLM(CEG)	18°50'0,2"S
	46°04'13,6"E

SOAVINARIVO	
BF1	18°49'24,8"S
	46°07'49,1"E
BF2	18°49'22,8"S
	46°07'45,9"E
BF3	18°49'21,6"S
	46°07'43,7"E
DLM(EPC)	18°49'17,6"S
	46°07'46"E

Annexe 9: Profils en long des conduites d'aménées





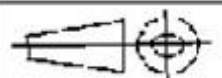
Annexe 10 : plans du barrage et du bassin de captage**COUPE B - B****VUE EN ELEVATION**

AEPG ANDRANOMADIO ET SOAVINARIVO
BARRAGE DE CAPTAGE ET BASSIN DE CAPTAGE

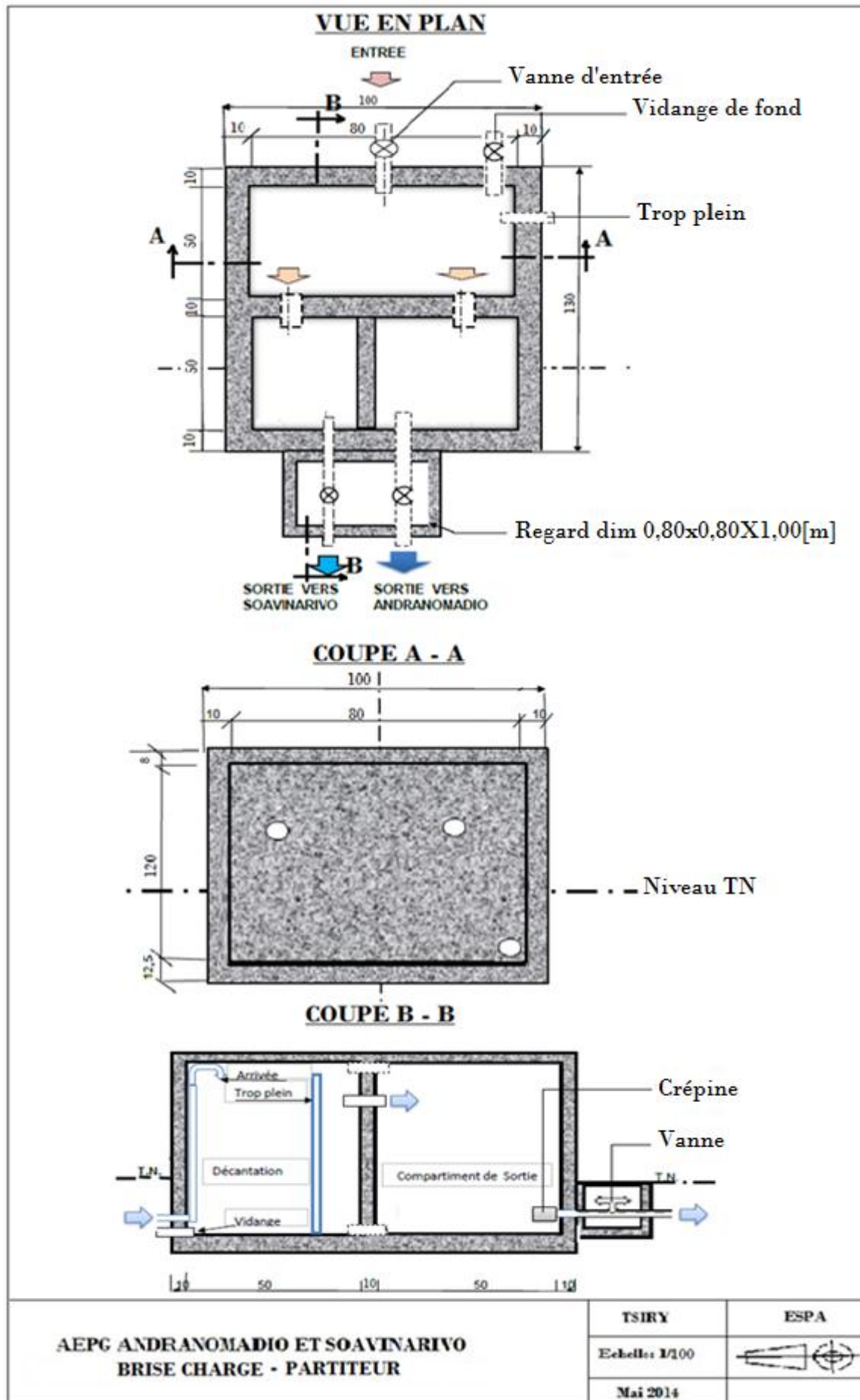
TSIRY

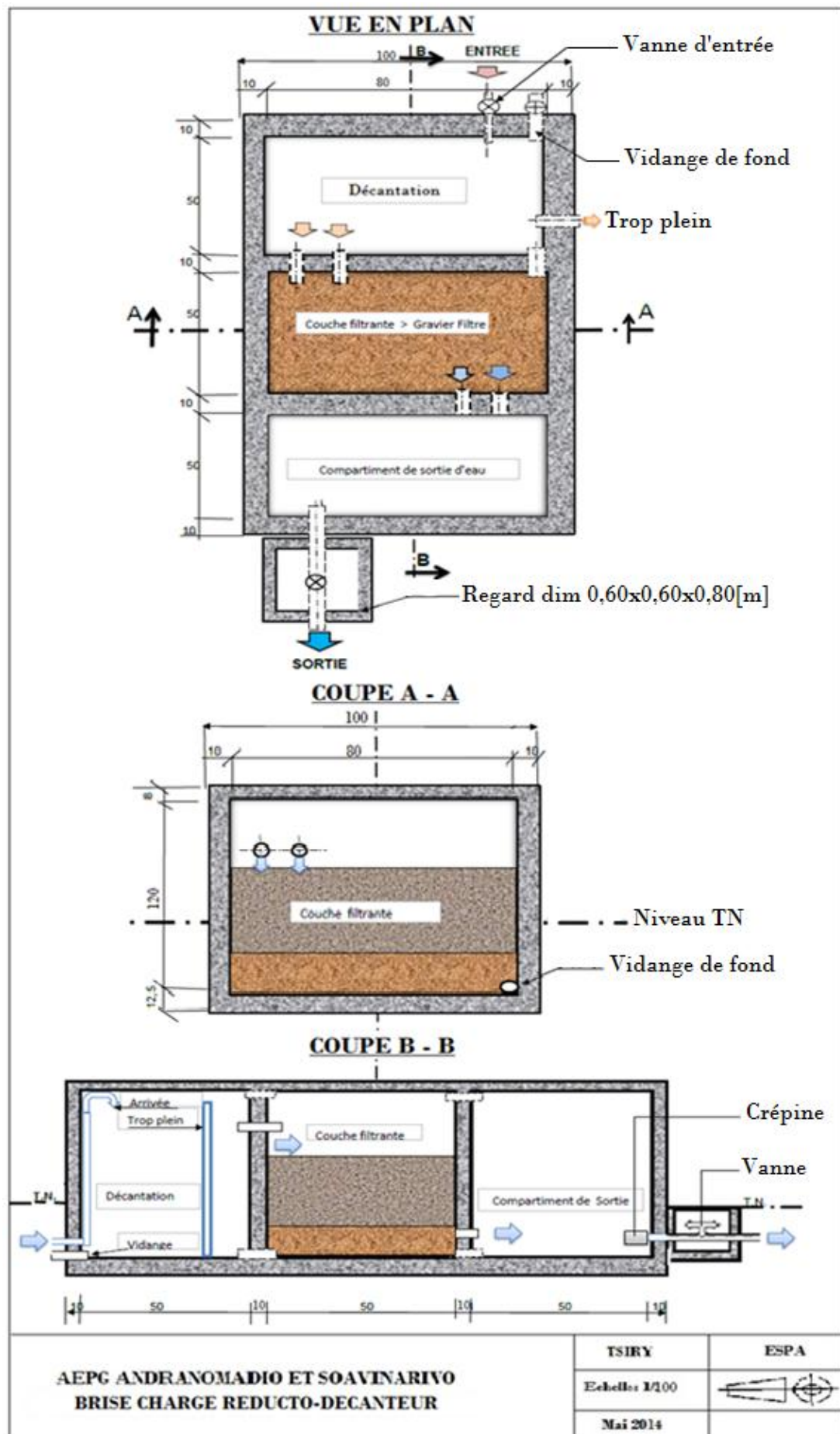
ESPA

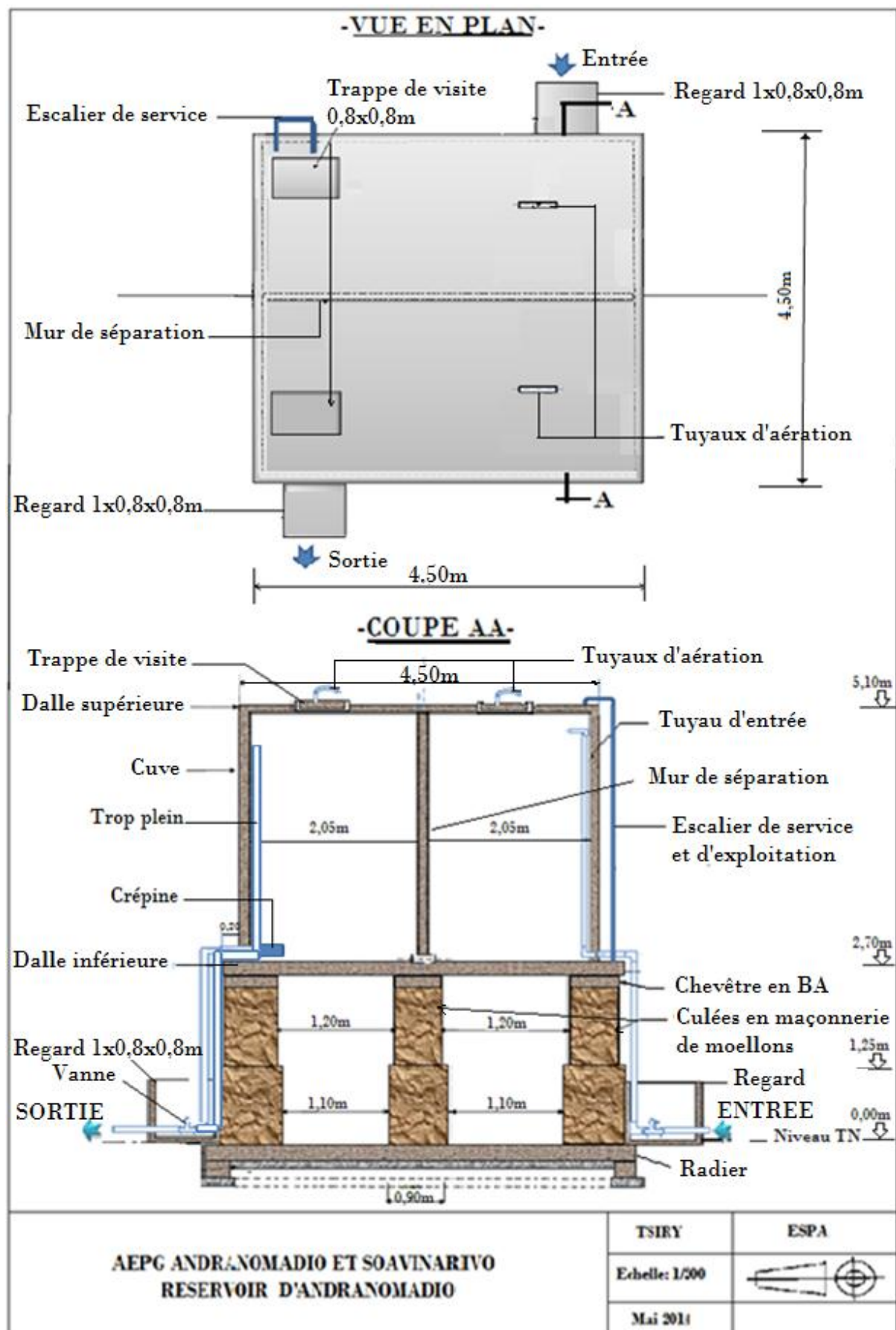
Echelle: 1/200

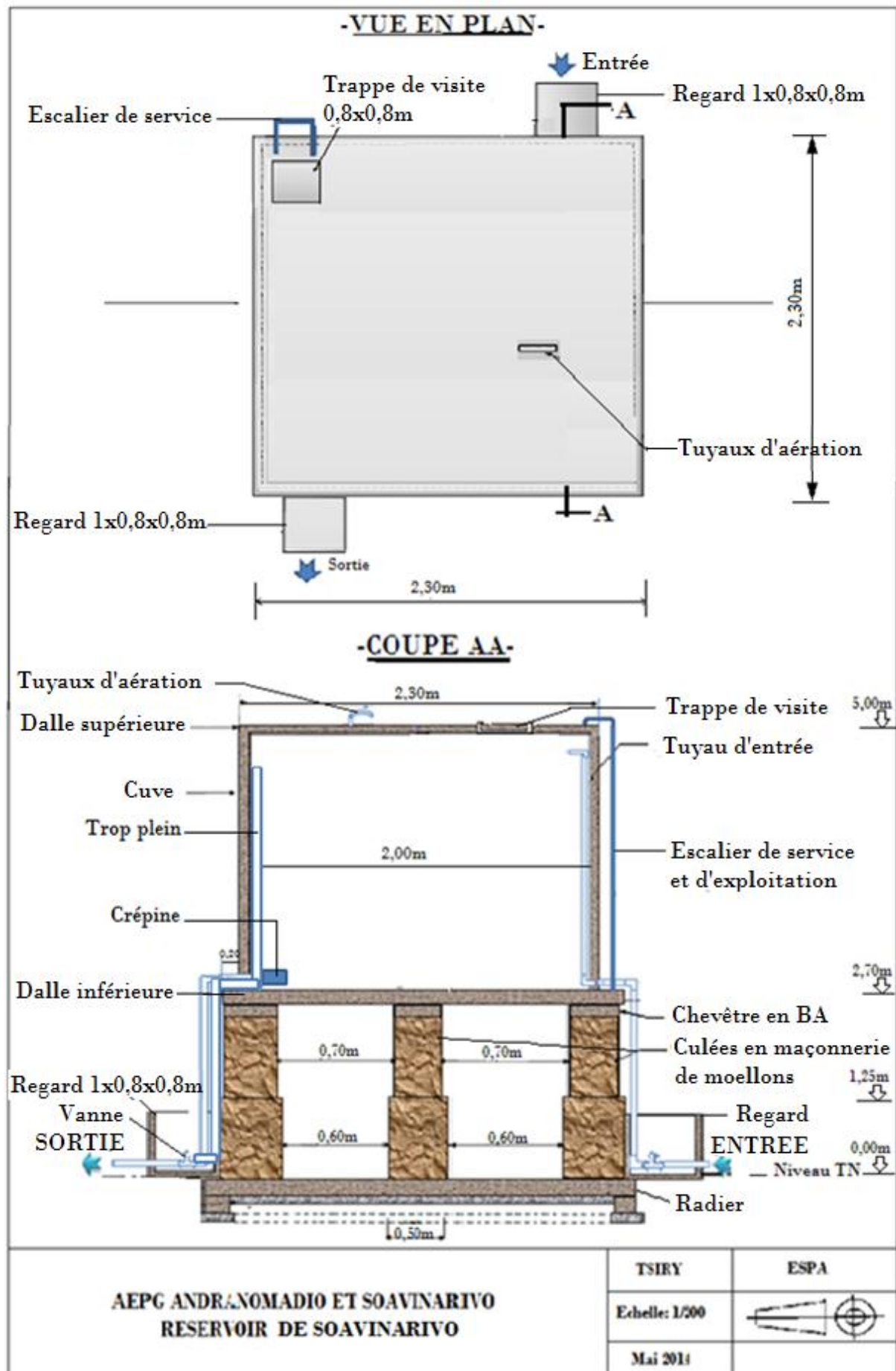


Mai 2014

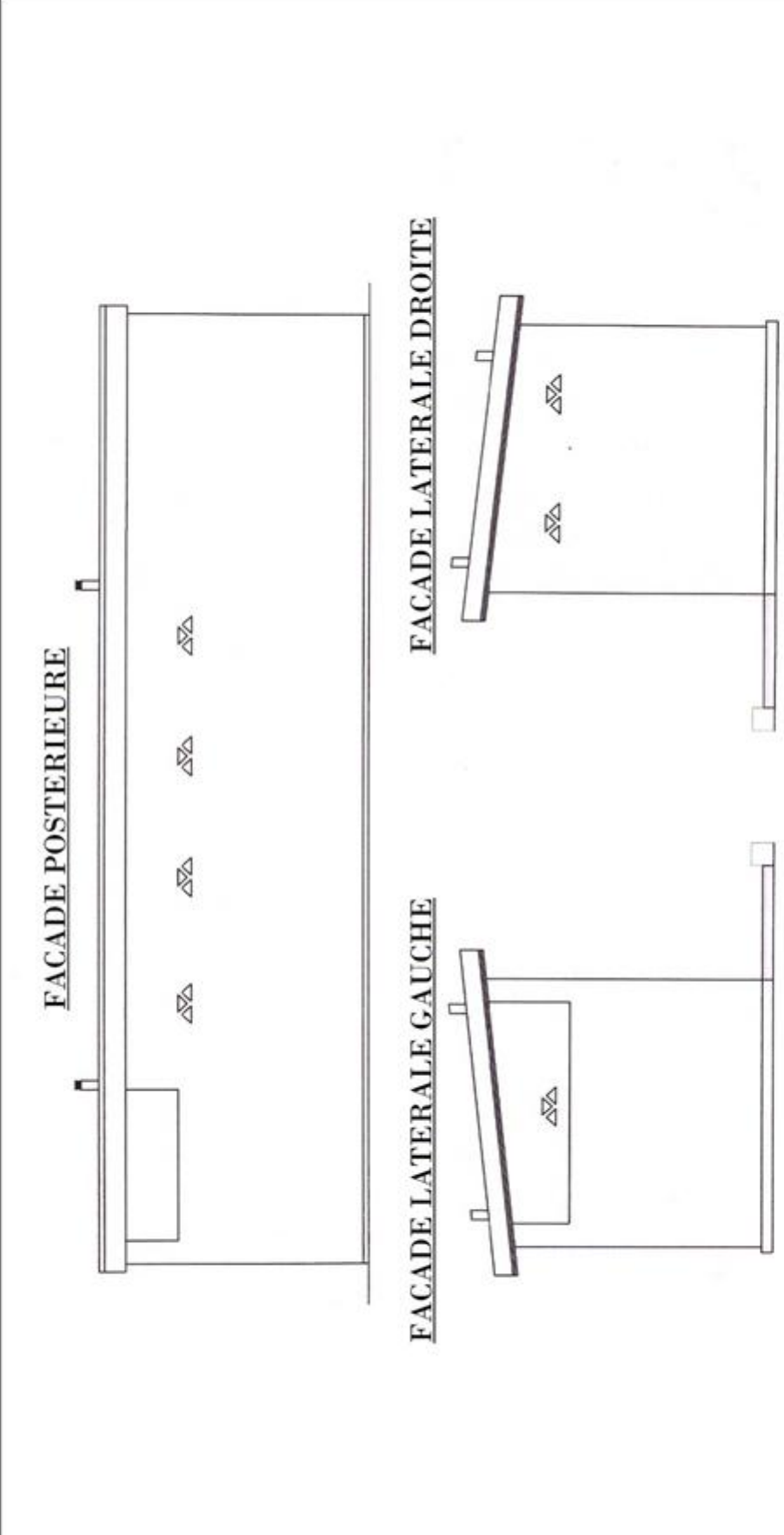

Annexe 11: plans des brises charge-décanteurs et du partiteur-décanteur

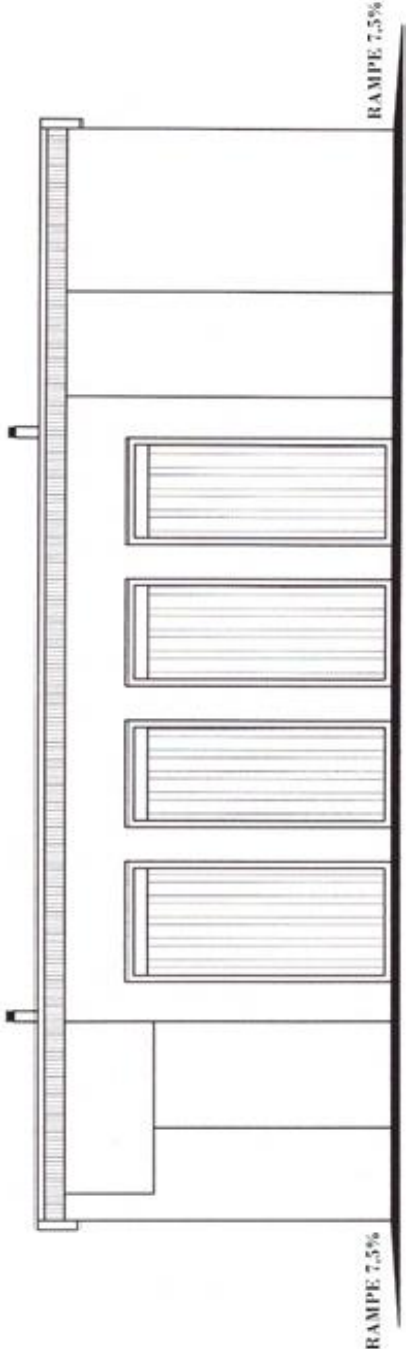



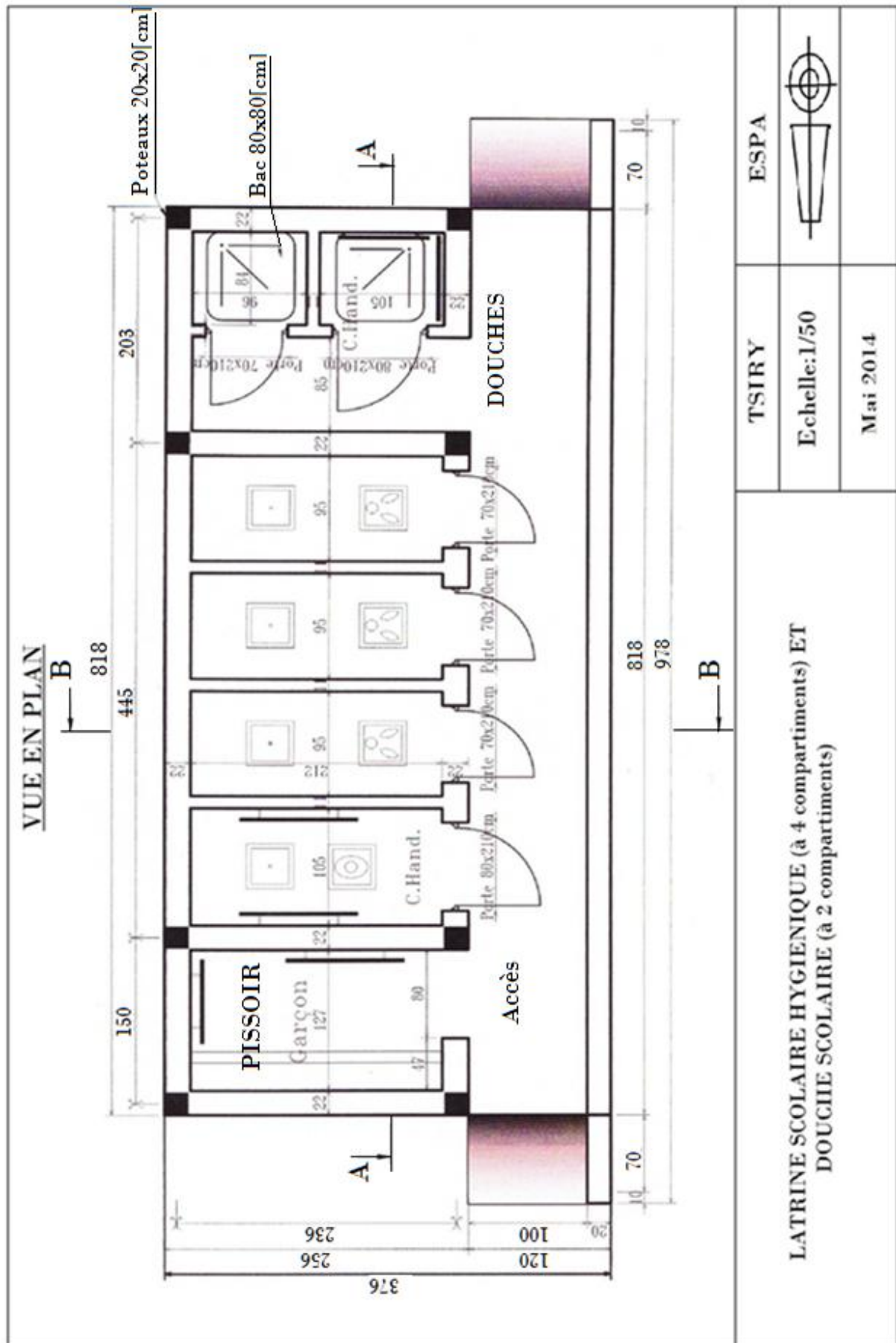
Annexe 12 : plans des réservoirs

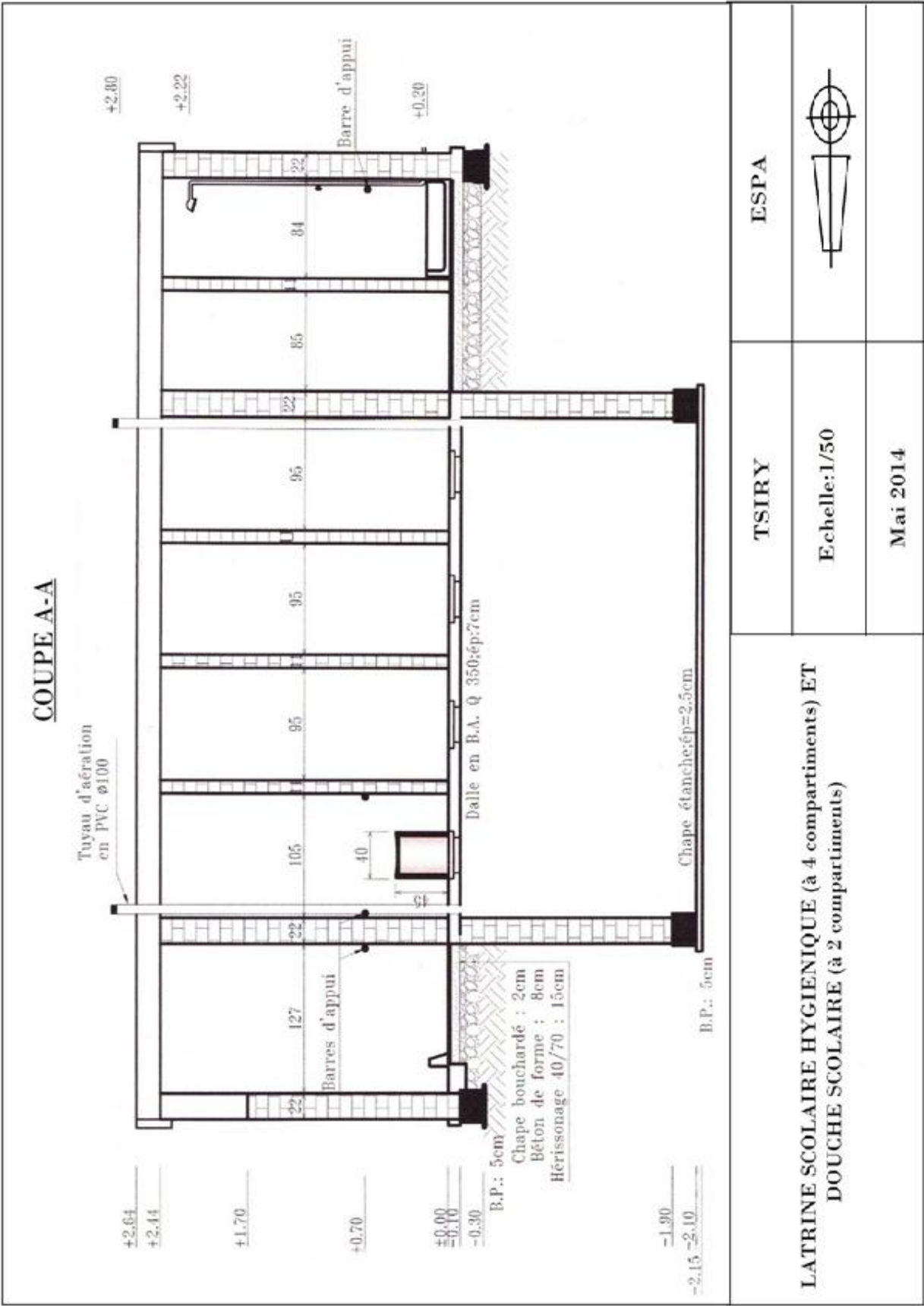


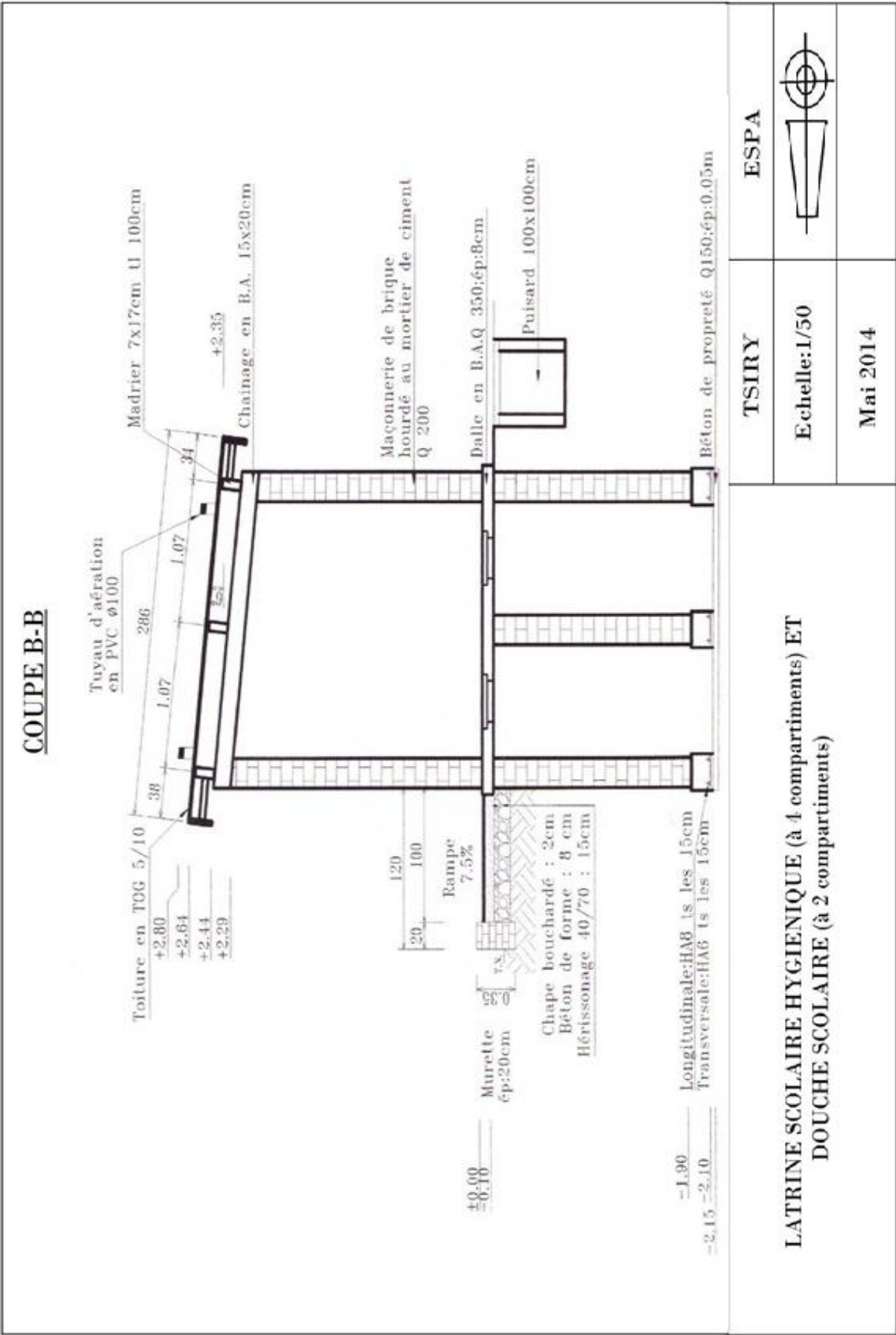
Annexe 13 : plans des DLSH

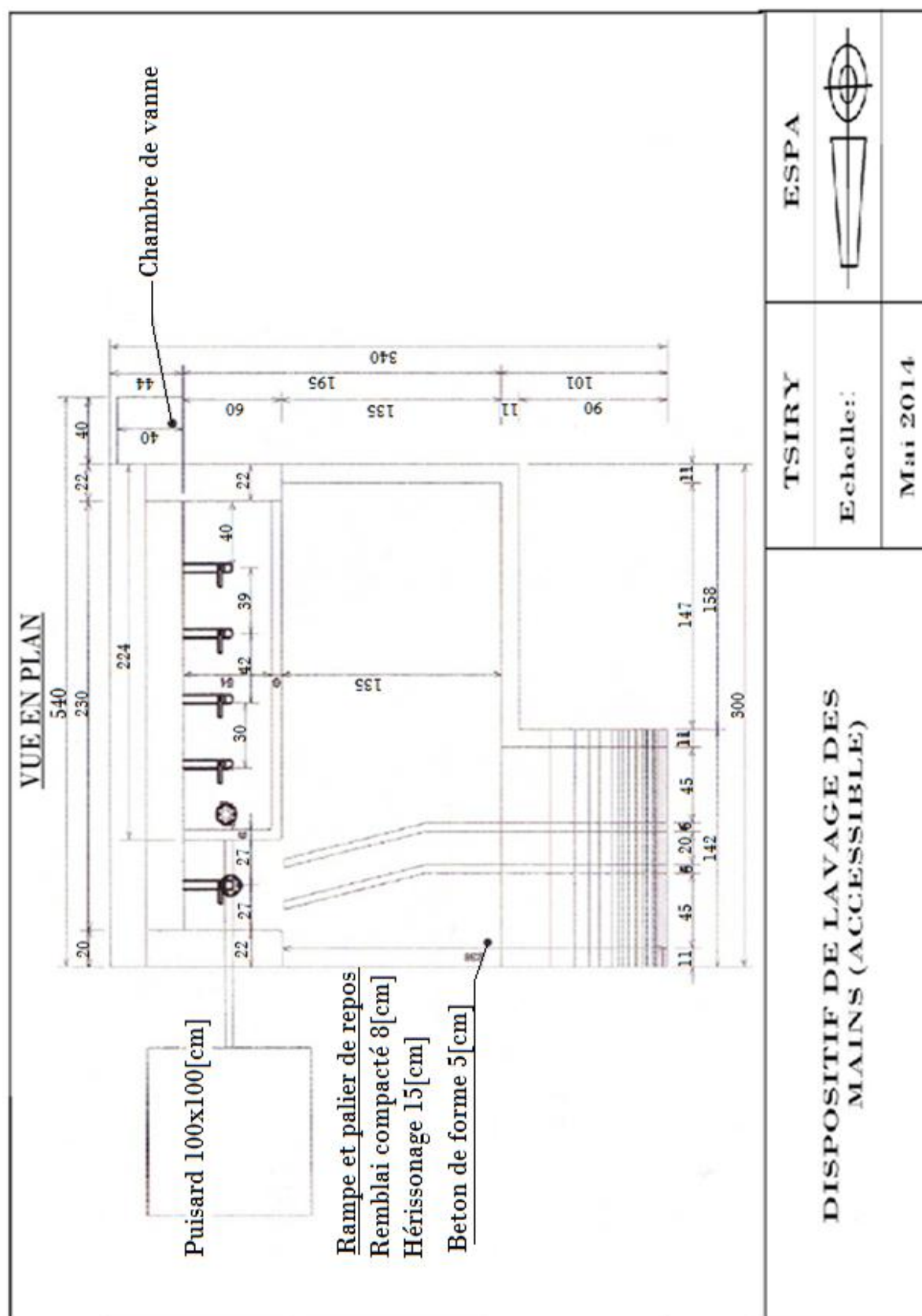
		ESPA
LATRINE SCOLAIRE HYGIENIQUE (à 4 compartiments) ET DOUCHE SCOLAIRE (à 2 compartiments)		
TSIRY		Echelle:1/50
		Mai 2014

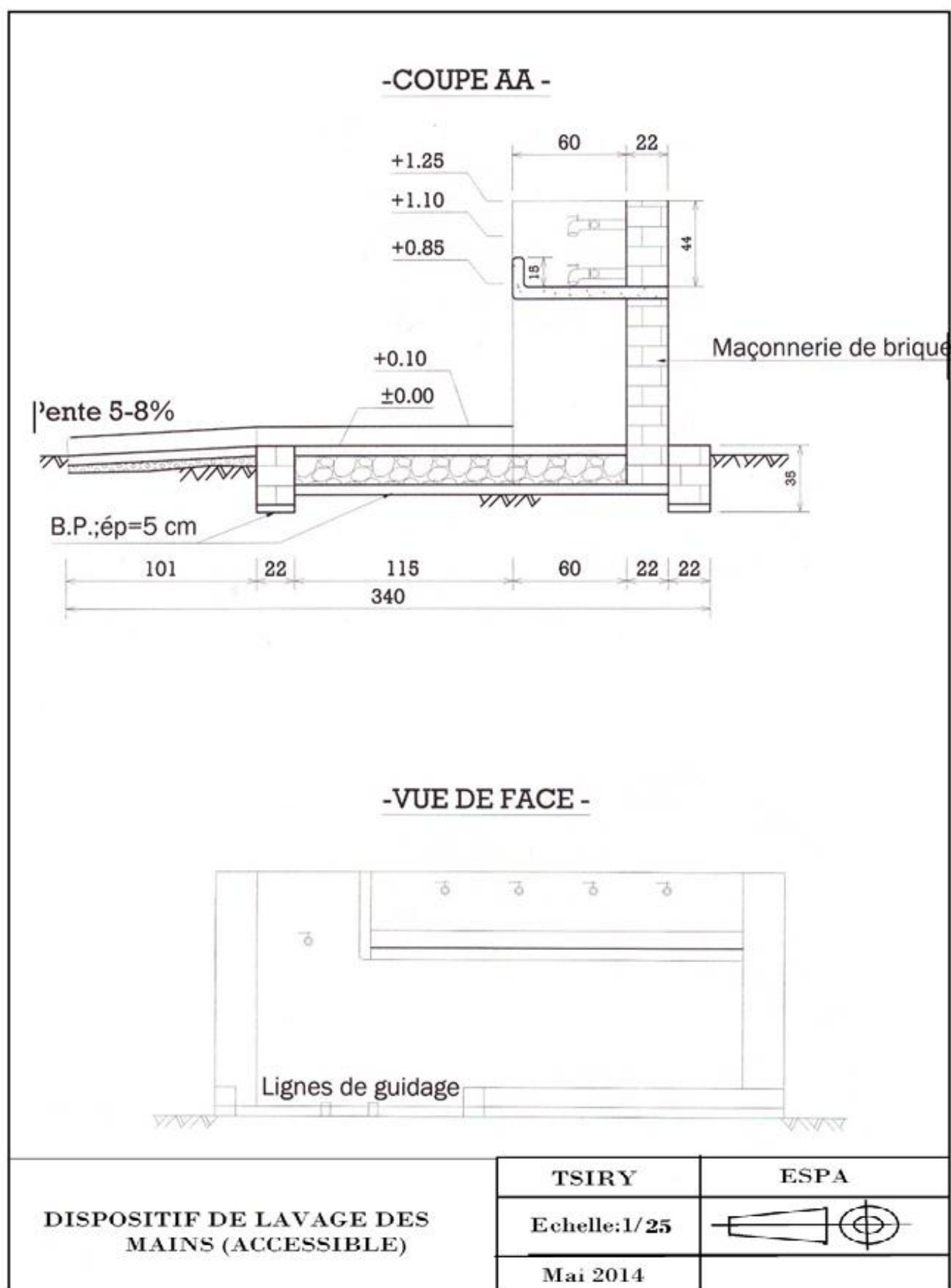
<div><div>FACADE PRINCIPALE</div><div></div></div>			<div>LATRINE SCOLAIRE HYGIENIQUE (à 4 compartiments) ET DOUCHE SCOLAIRE (à 2 compartiments)</div>	TSIRY	ESPA	
				Echelle:1/50		
				Mai 2014		

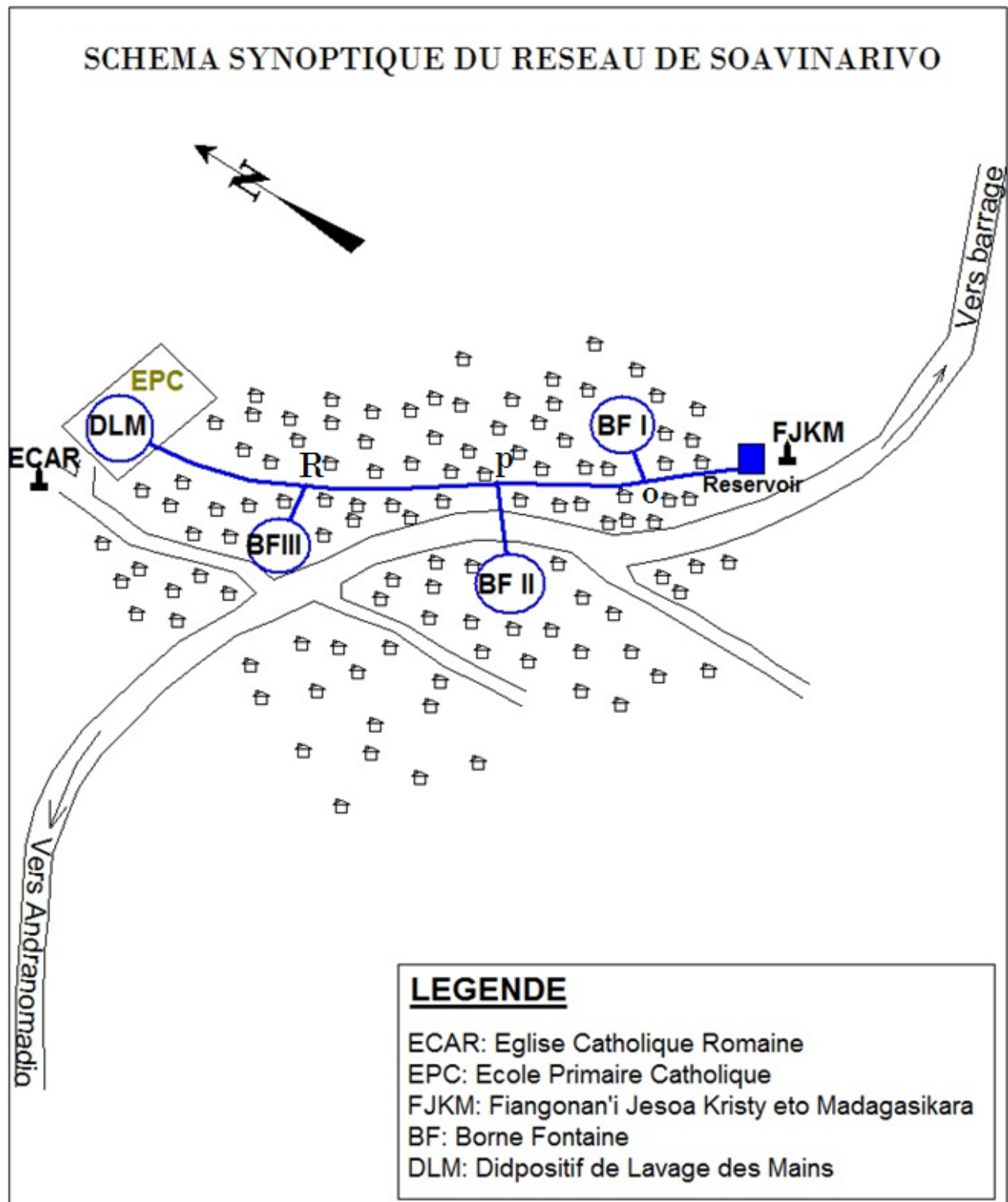






Annexe 14 : plans des DLM



Annexe 15 : plans de masse et schémas synoptiques

SCHEMA SYNOPTIQUE DU RESEAU D'ANDRANOMADIO

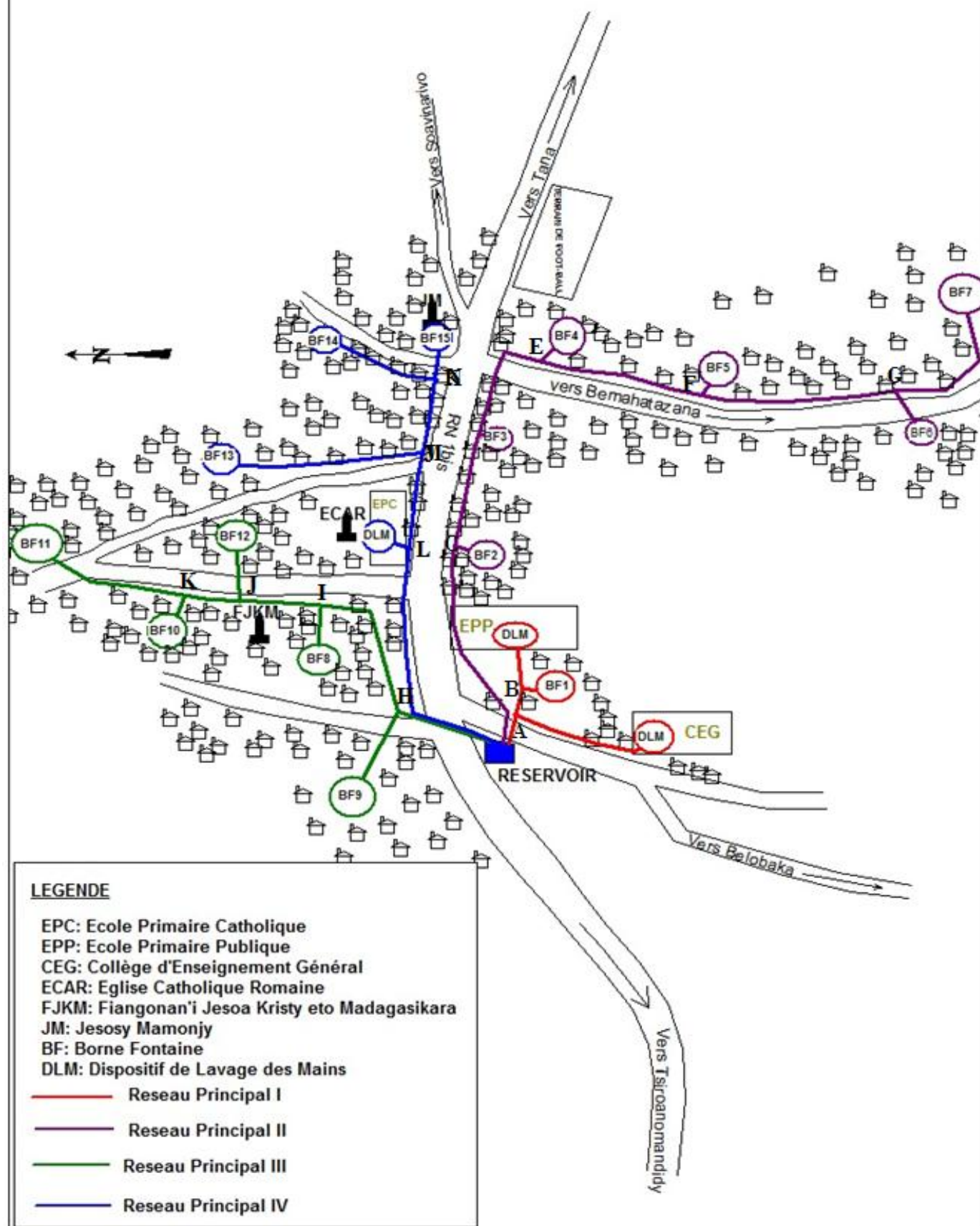


TABLE DES MATIERES

DECLARATION SUR L'HONNEUR	I
REMERCIEMENTS.....	II
SOMMAIRE	IV
LISTE DES ABREVIATIONS	V
LISTE DES CARTES	VI
LISTE DES IMAGES	VI
LISTE DES FIGURES.....	VI
LISTE DES GRAPHES	VII
LISTE DES TABLEAUX	VII
LISTE DES PHOTOS.....	VIII
AVANTPROPOS.....	IX
INTRODUCTION	1
PARTIE I : PRESENTATIONS ET GENERALITES	2
Chapitre 1 : Localisation et présentation de la zone d'étude	3
I.1 Situation géographique	3
I.2 Voies de communication	5
I.2.1 Voie routière.....	5
I.2.2 Voie aérienne.....	6
I.3 Contextes physique.....	6
I.3.1 Climatologie et pluviométrie	6
I.3.2 Reliefs, topographies et paysages.....	7
I.3.3 Géologie	8
I.3.4 Contextes Hydrographique et Hydrogéologique.....	9
I.3.5 Sols et végétations	10
Chapitre 2 : Contexte socio-économique	11
II.1 Population	11
II.3 Infrastructures scolaires	13
II.4 Santé	14
II.5 Religion.....	14
II.6 Communication et Information	15
II.7 Sécurité.....	15
Chapitre 3 : Situations actuelles d'Andranomadio et de Soavinarivo en termes d'eau potable, assainissement et hygiène	15
III.1 Les problèmes en eau	15
III.1.1 Les domaines d'utilisation de l'eau dans les villages	15

III.1.2	Les ressources en eau dans les villages.....	15
III.1.3	Problèmes rencontrés par la population avec les sources dans les villages	17
III.2	Les problèmes en assainissement et hygiène.....	19
III.2.1	Ordures	19
III.2.2	Lavoirs et douches	20
III.2.3	Latrines.....	20
Chapitre 4 : Solutions adoptées dans ce projet pour améliorer l'accès en EAH pour Andranomadio et Soavinarivo		20
IV.1	Dans le cadre de l'eau	21
IV.1.1	Ressources en eau disponible dans la zone	21
IV.1.2	Essai de débit	21
IV.1.3	Levés topographiques	22
IV.1.4	Analyse de l'eau.....	22
IV.1.4.1	Normes physico-chimiques.....	22
IV.1.4.2	Norme bactériologiques	23
IV.1.4.3	Résultats de l'analyse de l'eau de la source d'Ambohiby.....	24
IV.2	Dans le cadre de l'assainissement et hygiène.....	24
IV.2.1	Les trois messages clés de WASH	25
IV.2.1.1	Lavage des mains avec de l'eau et du savon	25
IV.2.1.2	Construction et utilisation des latrines et douches hygiéniques(DLSH).....	25
IV.2.1.3	Préservation de la qualité de l'eau depuis le puisage jusqu'à la consommation	26
IV.2.2	Les quatre messages en hygiène.....	27
IV.2.2.1	Hygiène corporelle.....	27
IV.2.2.2	Hygiène domestique	27
IV.2.2.3	Hygiène alimentaire.....	27
IV.2.2.4	Hygiène environnementale	27
IV.3	Réalisation du projet	27
IV.4	Analyse du dynamisme social.....	27
IV.4.1	Le dynamisme communautaire	27
IV.4.2	Les matériaux locaux	27
PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE L'INSTALLATION DU PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE.....		29
Chapitre 5 : Evaluation de la demande en eau à l'horizon du projet		30
V.1	Détermination de la tendance.....	30
V.2	Détermination du nombre des utilisateurs	30
V.2.1	Les utilisateurs dans les bornes fontaines	30
V.2.2	Les utilisateurs dans les institutions scolaires	30

V.3	Besoin en eau de la population	31
V.4	Répartition journalière des débits de consommation	32
V.5	Le coefficient de pointe k	32
Chapitre 6 : Etudes pluviométriques et hydrologiques		33
VI.1	Etudes pluviométriques	33
VI.1.1	Pluviométries moyennes mensuelles	33
VI.1.2	Pluviométries maximales journalières	34
VI.2	Etudes hydrologiques	35
VI.2.1	Caractéristiques du bassin versant	35
VI.2.1.1	Notion de bassin versant	35
VI.2.1.2	Délimitation du bassin versant	36
VI.2.1.3	Exutoire	37
VI.2.1.4	Surface du bassin versant	37
VI.2.1.5	Périmètre du bassin versant	37
VI.2.1.6	Forme du bassin versant	37
VI.2.1.7	Longueur du plus long cheminement hydraulique L	37
VI.2.1.8	La pente du bassin versant	38
VI.2.1.9	Couverture végétale	38
VI.2.1.10	Le temps de concentration	38
VI.2.2	Estimation des apports	39
VI.2.2.1	Méthode de station de référence	39
VI.2.2.2	Méthode CTGREF	41
VI.2.2.3	Synthèse des résultats	42
VI.2.3	Estimation des débits de crue	42
VI.2.3.1	La méthode rationnelle	43
VI.2.3.2	Synthèse	44
VI.3	Adéquation Ressources-Besoins	44
Chapitre 7 : Dimensionnement des ouvrages hydrauliques		45
VII.1	Le barrage	45
VII.1.1	Mode de captage	45
VII.1.2	Choix du site d'implantation du barrage	45
VII.1.3	Choix du type du barrage	45
VII.1.4	Caractéristiques du barrage	45
VII.1.5	Constitutions du barrage	46
VII.1.6	Dimensionnement du barrage de captage	46
VII.1.6.1	Le seuil du barrage	46

VII.1.6.2	L'évacuateur de crue ou vanne de chasse	46
VII.1.6.3	Dimensions du radier et des parafeuilles	48
VII.1.6.4	Dimensions du bassin de dissipation	49
VII.1.7	Stabilité du barrage	50
VII.1.7.1	Stabilité au glissement.....	51
VII.1.7.2	Stabilité au renversement	51
VII.1.7.3	Stabilité élastique ou condition de non poinçonnement de la fondation.....	51
VII.2	Le bassin de captage (postes de traitement)	52
VII.2.1	Dimensions de la prise	52
VII.2.2	Dimensions du décanteur	53
VII.2.3	Dimensions du compartiment à filtre	54
VII.3	Les brises charges.....	55
VII.4	Les conduites d'amenées.....	56
VII.4.1	Choix du type des tuyaux utilisés	56
VII.4.2	Le tracé des conduites	56
VII.5	Le réservoir de stockage	56
VII.5.1	Rôles du réservoir.....	56
VII.5.2	Emplacement du réservoir.....	56
VII.5.3	Forme du réservoir.....	57
VII.5.4	Choix du type de réservoir	57
VII.5.5	Capacité théorique des réservoirs.....	57
VII.5.6	Calcul de la capacité des réservoirs à partir de la formule utilisée par CARITAS Madagascar.....	58
VII.5.7	Caractéristiques des réservoirs	58
VII.5.8	Étude de stabilité du réservoir sur tour.....	59
VII.6	Les réseaux de distribution.....	60
VII.6.1	Structure des réseaux.....	60
VII.6.2	Réseau ramifié.....	61
VII.6.3	Réseau maillé	61
VII.6.4	Choix du type des tuyaux utilisés	62
VII.6.5	Pose des conduites.....	62
VII.6.6	Dimensionnement des conduites	63
VII.6.6.1	La charge hydraulique.....	63
VII.6.6.2	La vitesse de l'eau	63
VII.6.6.3	Les pertes de charges	64
VII.6.6.4	Les pressions au sol	65

VII.6.6.5	Calcul hydraulique des conduites d'amenées et des réseaux de distribution	66
VII.7	Les bornes fontaines, les dispositifs de lavage des mains et les blocs sanitaires	70
Chapitre 8 : Modélisation avec le logiciel EPANET 2.0		70
VIII.1	Introduction	70
VIII.2	Potentialités du logiciel	70
VIII.3	Présentation du logiciel.....	71
VIII.4	Les Étapes d'Utilisation d'EPANET.....	72
VIII.5	Les lois de base du calcul.....	72
VIII.6	Calcul des pertes de charges	73
VIII.6.1	Perte de charge linéaire.....	73
VIII.6.2	Perte de charge singulière.....	74
VIII.7	Les composantes d'EPANET 2.0	74
VIII.7.1	Les composantes physiques.....	74
VIII.7.1.1	Nœuds de demande	74
VIII.7.1.2	Les Bâches infinies.....	75
VIII.7.1.3	Réservoirs.....	75
VIII.7.1.4	Tuyaux	76
VIII.7.1.5	Pompes	77
VIII.7.1.6	Les vannes	77
VIII.7.2	Composantes non-physiques	79
VIII.7.2.1	Courbes caractéristique d'une pompe	79
VIII.7.2.2	Courbes de rendement d'une pompe	79
VIII.7.2.3	Courbes de volume d'un réservoir	79
VIII.7.2.4	Courbes de perte de charge d'une vanne d'usage général.....	80
VIII.7.2.5	Courbes de modulation	80
VIII.8	Simulation des réseaux d'AEPG d'Andranomadio et de Soavinarivo avec EPANET 2.0	81
VIII.8.1	Principes	81
VIII.8.2	Résultats	81
VIII.8.3	Interprétations.....	82
VIII.8.4	Mesures à prendre	83
PARTIE III : ETUDE FINANCIERE ET ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET		84
Chapitre 9 : Etude économique et financière		85
IX.1	Estimation du coût du projet	85
IX.2	Répartition du financement des travaux	86
IX.3	Etude du projet dans le cas d'une gestion communautaire.....	87

IX.3.1	Proposition sur la cotisation annuelle des bénéficiaires ayant plus de 18 ans.....	87
IX.3.2	Calcul de l'amortissement annuel A	87
IX.3.3	Calcul des frais de fonctionnement annuel F.....	87
IX.3.4	Calcul de la cotisation par m ³ d'eau consommée	88
IX.3.5	Détermination de la cotisation annuelle des habitants ayant plus de 18ans	88
IX.3.6	Cas des personnes misérables	88
IX.4	Etude du projet dans le cas d'une gestion privée.....	88
IX.4.1	Détermination de la Valeur Actuelle Nette (VAN).....	89
IX.4.2	Détermination du taux de rentabilité interne (TRI)	91
IX.5	Récapitulation	91
Chapitre 10 :	Etude d'impact environnemental.....	92
X.1	Contexte.....	92
X.2	Description du projet.....	92
X.3	Description du milieu récepteur.....	93
X.3.1	Le milieu physique.....	93
X.3.2	Le milieu biologique	93
X.3.3	Le milieu humain	93
X.4	Identification et analyse des impacts	93
X.5	Evaluation de l'importance des impacts	95
X.5.1	Durée de l'impact.....	95
X.5.2	Etendue de l'impact	95
X.5.3	Intensité de l'impact	96
X.5.4	Attribution de notes.....	96
X.5.5	Importance des impacts	96
X.6	Les mesures d'atténuation et de compensation	98
X.7	Le plan de gestion environnementale	100
Chapitre 11 :	Mesures de protection et gestion de conservation du système d'AEPAH	101
XI.1	Mesures de protection.....	101
XI.1.1	Protection du barrage de captage.....	101
XI.1.2	Protection des réservoirs	102
XI.1.3	Protection des conduites d'amenées et des réseaux de distribution	102
XI.1.4	Protection des points de puisage.....	102
XI.2	Gestion et conservation.....	102
XI.2.1	L'association des usagers en eau(AUE).....	103
XI.2.2	Le Comité de point d'eau(CPE)	103
XI.2.3	Les techniciens locaux	104

XI.2.4	Règlement intérieur.....	104
XI.2.5	Les formations pour des membres de la Communauté de Base	105
	CONCLUSION.....	106
	BIBLIOGRAPHIES.....	107
	COURS.....	107
	ANNEXES.....	i
	Annexe1 : données pluviométriques.....	ii
	Annexe2 : Valeurs des différents coefficients.....	iii
	Annexe 3: Résistance du sol de fondation	v
	Annexe 4 : Etude de stabilité du barrage	v
	Annexe 5 : dimensionnement des réservoirs	x
	Annexe 6 : Résultats sous forme texte de la simulation par EPANET	xiv
	Annexe 7: Bordereaux de détail quantitatif et estimatif (établi par Caritas Madagascar)	xvii
	Annexe 9: Profils en long des conduites d'amenées	xxvii
	Annexe 10 : plans du barrage et du bassin de captage	xxix
	Annexe 11 : plans des brises charge-décanteurs et du partiteur-décanteur	xxxi
	Annexe 12 : plans des réservoirs.....	xxxiii
	Annexe 13 : plans des DLSH.....	xxxv
	Annexe 14 : plans des DLM	xl
	Annexe 15 : plans de masse et schémas synoptiques	xl ii

Titre du mémoire : «ETUDE INTEGREE D'INTERVENTIONS EN EAU POTABLE, ASSAINISSEMENT ET HYGIENE DANS LE FOKONTANY D'ANDRANOMADIO ET LE VILLAGE DE SOAVINARIVO, COMMUNE RURALE DE TSIROANOMANDIDY FIHAONANA».

Auteur : RAKOTOARISON Tsirinirina Harifenitra

Nombre de pages : 107

Nombre de figures : 14

Nombre de tableaux : 55

Nombre de photos : 9

Nombre d'annexes : 15

RESUME

Ce présent mémoire de fin d'étude a pour objectif de faire l'étude concernant l'adduction d'eau potable, assainissement et hygiène dans le Fokontany d'Andranomadio et le village de Soavinarivo, dans la Commune Rurale de Tsiroanomandidy Fihaonana, District de Tsiroanomandidy, Région Bongolava.

Après les études effectuées, l'approvisionnement en eau de ces deux localités sera effectué à partir d'une source issue de la montagne d'Ambohiby par système gravitaire. Les ouvrages à mettre en œuvre sont : un barrage de captage, un poste de traitement, cinq brises charges, des conduites d'amenée, deux réservoirs, des conduites de distribution, dix-huit bornes fontaines communautaires, quatre dispositifs de lavage des mains(DLM), deux douches et latrines scolaires hygiéniques à quatre compartiments(DLHS).

Les études classiques des réseaux de distribution ont été vérifiées avec le logiciel EPANET 2.0 sur une simulation de 24 heures.

La réalisation du projet sera accompagnée par des mesures d'accompagnement comme la protection de l'environnement et sensibilisation en masse de la population focalisée autour des trois(3) messages clés de WASH et les quatre hygiènes (4H).

Pour la durabilité du projet, la création d'une Association des Usagers de l'Eau(AUE), composée par les habitants locaux, s'avère utile pour gérer l'exploitation des ouvrages dans le cadre d'une gestion communautaire.

Le projet d'AEPAH d'Andranomadio et de Soavinarivo sera exécuté par Caritas Madagascar, à partir du financement de WaterAid Madagascar et la contribution de la population locale.

Après étude financière, le coût total du projet s'élève à 442 515 000,00 Ariary.

Mots clés : Adduction d'eau, Barrage, Epanet

Encadreur pédagogique : RANJATOSON Claude, Enseignant chercheur à l'ESPA

Encadreur Professionnel : RAKOTOMALALA Philémon, Chef de Service en AEPAH de l'ONG Caritas
Madagascar

Adresse de l'auteur : Lot 0910 G 45 Mahafaly Nord, ANTSIRABE I

Contact : 033 70 990 80

E-mail : harifenitrarakoto@gmail.com