

SOMMAIRE

Déclaration sur l'honneur

Remerciements

SOMMAIRE

Liste des abréviations

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des photos

INTRODUCTION

PARTIE I : QUALITE DE L'EAU DESTINEE A L'ALIMENTATION HUMAINE A MADAGASCAR

CHAPITRE I : PROPRIETES ET CARACTERISTIQUES DE L'EAU BRUTE A MADAGASCAR
(CARACTERISTIQUE DES EAUX NATURELLES MALAGASY)

CHAPITRE II : LES INFECTIONS D'ORIGINE HYDRIQUE PRESENTES DANS LES EAUX DE
SURFACES

CHAPITRE III : CONTEXTE ET JUSTIFICATION DU CHOIX ENVISAGE

CHAPITRE IV : CHOIX ET THEORIES SUR LES POSTES DE TRAITEMENTS ENVISAGES

PARTIE II : CONCEPTIONS DES POSTES DE TRAITEMENT D'EAU POUR LES CAS

D'ANTANINANDRO-ANJIRO ET DE MIAKADAZA

CHAPITRE V : ETUDE DU CAS D'ANJIRO

CHAPITRE VI : AMELIORATION DE L'AEPG DE MIAKADAZA

CHAPITRE VII : COMPARAISON ET AVANTAGE

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

Liste des abréviations

AEP	: Adduction d'Eau Potable
AEPG	: Adduction d'Eau Potable Gravitaire
Ar	: Ariary
ASR	: Anaérobie Sulfite-Réductrice
atm	: Atmosphère
B.A	: Béton Armé
BLSFM	: Gramme de poudre au Lauryl Sulfate pour Filtration sur Membrane
B.P	: Break-Point
CCE	: Conseil des Communautés Européennes
CEG	: Collège d'Enseignement Général
cf.	: Conféré à
CIR	: Centre International de Référence
CSB	: Centre de Santé de Base
DCO	: Demande Chimique en Oxygène
DEA	: Diplôme d'Etude Approfondi
DMM	: Dispositif de mesure de Milieux
°c	: Degré Celsius
EPP	: Ecole Primaire Public
ESPA	: Ecole supérieure Polytechnique d'Antananarivo
GTCF	: Germe-Test de Contamination Fécale
HTA	: Hypertension Artérielle
INSTAT	: Institut National des Statistiques
IPM	: Institut Pasteur de Madagascar
JIRAMA	: Jiro sy Rano Malagasy
JOCE	: Journal Officiel des Communautés Européennes
Km	: Kilomètre
MES	: Matière En Suspension
MWH	: Montgomery Watson Harza
NTU	: Nephelometric Turbidity Unit
NPP	: Nombre le Plus Probable
ONG	: Organisation Non-Gouvernementale
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
PAC	: Production Autonome de Chlore
pH	: Potentiel d'Hydrogène
Pdc	: Perte de Charge
Pu	: Prix Unitaire

RN : Route Nationale
TMH : Trihalométhane
UV : Ultra-Violet
WAM : WaterAid Madagascar

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Liste des tableaux

Tableau 1 : Répartition de l'eau dans les réservoirs naturels de la terre	4
Tableau 2 : Données concernant la qualité des eaux Malagasy.....	6
Tableau 3 : Maladies d'origines hydrique et leurs agents pathogènes	15
Tableau 4 : Maladies occasionnées par l'administration d'eau dont la teneur en éléments minéraux sont anormales	16
Tableau 5 : Résumé des zones à risque pour des pollutions.....	17
Tableau 6 : Résumé des résultats d'analyse durant la phase 3 des systèmes réalisés en 2015.....	23
Tableau 7 : Normes bactériologique pour des eaux brutes destinées à l'alimentation humaine selon les directives du C.C.E	27
Tableau 8 : Méthode de détermination d'un régime d'écoulement.....	31
Tableau 9 : Ordres de valeurs limites avant de procéder à une filtration lente sur sable	34
Tableau 10 : Résumé des caractéristiques générales des différents types de filtre.....	36
Tableau 11 : Valeurs de k_v et k_i pour le sable et l'anhracite entrant dans la formule de la perte de charge de Carman-Kozeny (coefficient dû aux forces visqueuses et dû aux forces d'inertie)	41
Tableau 12 : Dose de chlore pendant la désinfection en fonction du ph	44
Tableau 13 : Pluviométrie de Sabotsy-Anjiro (1963 à 1975).....	53
Tableau 14 : Avantages et inconvénients des ressources en eau de surfaces existantes à Antaninandro Anjiro	55
Tableau 15 : Différences et Ressemblances des deux variantes proposées :	56
Tableau 16 : Besoin en eau du village d'Antaninandro dans le cadre de l'amélioration du système.....	56
Tableau 17 : Exemples des variations de la fréquence des coups de béliers	60
Tableau 18 : Résultat d'analyse de l'eau brute d'Antaninandro Anjiro faite au laboratoire de l'IPM.....	62
Tableau 19 : Résultat d'analyse de l'eau filtrée du 12/08/16 faite au laboratoire de l'IPM.....	62
Tableau 20 : Résultats d'analyse bactériologique et chimique de l'eau désinfectée faite au laboratoire de l'IPM....	63
Tableau 21 : Résultat de calcul du paramètre K pour déterminer le régime d'écoulement.....	66
Tableau 22 : Résultat des vitesses de chutes de la particule de diamètre $20\mu\text{m}$ et de masse volumique 1700 kg/m^3 ainsi que la surface, la longueur et largeur correspondantes	67
Tableau 23 : Résultat de la condition de remise en suspension d'une particule de $20\mu\text{m}$ de masse volumique 1700 kg/m^3	69
Tableau 24 : Résultat de la perte de charge calculée à partir de la relation d'Ergun pour le système d'Antaninandro Anjiro avec $v=0,1\text{ m/h}$	71
Tableau 25 : Devis estimatif du décanteur	72
Tableau 26 : Données de base et débits caractéristiques	72
Tableau 27 : Résultat de la consommation journalière permettant le calcul du coût annuel du sel pour l'électrolyse	72
Tableau 28 : Coût total de la désinfection	73
Tableau 29 : Devis estimatif du filtre lent	73
Tableau 30 : Division administrative du fonkotany Miakadaza	74

Tableau 31 : Coordonnées géographiques de différents hameaux du Fokontany Miakadaza	74
Tableau 32 : Caractéristiques de l'EPP de Miakadaza	76
Tableau 33 : Caractéristique de la ressource en eau	77
Tableau 34 : Estimation du besoin en eau	78
Tableau 35 : Adéquation ressource-besoin.....	78
Tableau 36 : Synthèse des ouvrages existant.....	79
Tableau 37 : Résultats d'analyses de l'AEPG de Miakadaza du 26/03/2015.....	79
Tableau 38 : Fiche synoptique actuelle de Miakadaza	80
Tableau 39 : résultat du dimensionnement hydraulique en charge du système actuel, de la source au réservoir	84
Tableau 40 : Résultat du dimensionnement hydraulique avec le filtre lent (amené).....	86
Tableau 41 : Dimension du réservoir de stockage d'eau filtrée	90
Tableau 42 : Capacité théorique du réservoir.....	90
Tableau 43 : Résultats de la variation de la consommation journalière	91
Tableau 44 : Devis estimatif du filtre lent	92
Tableau 45 : Devis estimatif du système de PAC	92
Tableau 46 : Coût annuel total du sel utilisé pour la production du chlore actif en vue de la désinfection	94
Tableau 47 : Coût d'investissement et d'exploitation des 2 postes	94
Tableau 48 : Norme de potabilité Malagasy.....	A1
Tableau 49 : Normes pour la qualité bactériologique.....	A3
Tableau 50 : Normes physico-chimique de potabilité de l'OMS	A3
Tableau 51 : Substances chimiques tolérées dans l'eau :	A3
Tableau 52 : Limites admissibles en éléments radioactifs selon les normes OMS	A4
Tableau 53 : Volume eaux brutes	A12
Tableau 54 : Synthèses des résultats d'analyse aux laboratoires de l'IPM	A12
Tableau 55 : Viscosité dynamique, capacité calorifique et masse volumique.....	A20
Tableau 56 : Viscosité cinématique.....	A21
Tableau 57 : Données de base	A23
Tableau 58 : Résumé des paramètres caractéristiques du décanteur d'Antaninadro-Anjiro	A23
Tableau 59 : calcul de la surface filtrante, longueur et la largeur du filtre en fonction de la température	A25
Tableau 60 : tableau résumant les résultats de la porosité en expansion et l'expansion du lit filtrant	A26
Tableau 61 : pertes de charges engendrées par le média filtrant en fonction de la température	A27
Tableau 62 : Calcul de la surface filtrante en fixant la hauteur du lit mais en calculant la vitesse de filtration.....	A28
Tableau 63 : résultats de la perte de charge dans le filtre.....	A28
Tableau 64 : détermination de la longueur et largeur du filtre en marche normale.....	A29
Tableau 65 : Vitesse de sédimentation, débit d'eau de lavage, vitesse superficielle de lavage, porosité en expansion et expansion du lit en marche normale	A29
Tableau 66 : calcul du poids total de la coupole du réservoir d'eau de lavage	A36
Tableau 67 : armatures du réservoir d'eau de lavage	A37

Tableau 68 : Bordereaux estimatif du décanteur horizontal	A38
Tableau 69 : Bordereaux estimatif du filtre à sable	A39

Liste des figures

Figure 1 : Démarche d'intervention de Wateraid	21
Figure 2 : Chaîne hydraulique de traitement d'eau potable.....	25
Figure 3 : Représentation des forces agissant sur une particule dans l'eau	29
Figure 4 : Représentation de l'écoulement dans un décanteur horizontal	31
Figure 5 : Illustration de l'apparition du BP.....	46
Figure 6 : Illustration d'un modèle d'unité de PAC	47
Figure 7 : Résumé schématique de la chloration :	49
Figure 8 : Localisation de la Commune Sabotsy Anjiro.....	52
Figure 9 : Localisation du village d'Antaninandro	53
Figure 10 : Schéma récapitulatif du système de production.....	59
Figure 11 : Vue en perspective du décanteur envisagé.....	69
Figure 12 : Courbe de variation de la perte de charge en fonction de la porosité	83
Figure 13 : Vue en perspective du filtre sans réseau de drain	89
Figure 14 : Seau réglable pouvant contenir 30 litres de saumure	91

Liste des photos

Photo 1 : Régulateur de débit en Béton	57
Photo 2 : Chenal menant vers le bassin	57
Photo 3 : Bassin de rétention	58
Photo 4 : La pompe béliet d'Antaninandro Anjiro.....	58
Photo 5 : Gravier et sable utilisés	61
Photo 6 : Bassin de rétention en terre remplie d'eau	64
Photo 7 : Ruisseau d'Ambohibehasina.....	77

INTRODUCTION

L'Eau est omniprésente sur la terre. Sans elle, la vie humaine serait impossible. Elle est nécessaire à la vie des végétaux, des animaux et aux activités humaines. Cependant, les ressources en eau sont inégalement réparties dans le monde. L'eau douce, essentielle à nos besoins, ne représente que 1% du total de l'eau présente sur la Terre, le reste formé par l'eau salée (des mers et des océans). Mais l'eau douce est un capital limité, renouvelable mais fragile. L'OMS estime que quelque 2,1 milliards de personnes, soit 30% de la population mondiale, n'ont toujours pas accès à l'eau potable c'est-à-dire la possibilité de disposer d'au moins 20 litres d'eau par jours et par personne à partir d'une source salubre à moins de 15 mn de marche.

Dans le cas général, à Madagascar, les ressources en eau semblent être assez abondantes. Par contre, l'accès en eau potable diffère selon les régions, la situation géographique et les zones où la population vive. En effet, par exemple, les zones urbaines ont un taux d'accès à l'eau potable de l'ordre de 70% tandis qu'en milieu rural il n'est que moins de 20%.

Au Sud, les ressources disponibles sont en majorités les nappes assez profondes (régions sèches) donc il y est plus difficile de mettre en place un projet d'adduction d'eau potable. Tandis que dans les parties Est et Central de l'île, plus humide, les nappes phréatiques peu profondes, les eaux de surfaces et les sources d'émergences sont abondantes.

Malgré cela, actuellement, il n'y a seulement que 24% de la population Malagasy qui ont accès à l'eau potable. Le Gouvernement vise actuellement d'ici 2019, à donner accès à l'eau potable à 67% de sa population. Et globalement, d'ici 2030, toute la population en bénéficierons.

Afin d'atteindre ces objectifs, plusieurs problématiques reste à résoudre comme l'insuffisance d'investissement pour le secteur et la pérennisation des infrastructures en place.

Face à cette insuffisance d'investissement, la recherche d'innovation technologique pour amoindrir les coûts des installations et qui pourrait être mise à l'échelle sont l'une des solutions qu'une grande école comme ESPA pourrait contribuer. WaterAid Madagascar a bien voulu soutenir une de ces initiatives de recherche par l'encadrement de ce mémoire de fin d'étude.

WaterAid Madagascar a pour mission de « transformer la vie des plus pauvres et des plus marginalisés en améliorant l'accès à l'eau potable, à l'assainissement et à l'hygiène », dont l'une des valeurs préconisée est l'innovation. Cette organisation non gouvernementale dans son objectif stratégique n°01 veut « développer des modèles inclusifs, durable et reproductible, mis en œuvre et élargis grâce à la collaboration des acteurs clés » et cette collaboration entre effectivement dans cet objectif.

Wateraid Madagascar avec ses partenaires notamment FIKRIFAMA, en collaboration avec Louvain a donc initié à l'une de ces recherches de l'ESPA dont fait objet ce mémoire qui est la « **Conception d'une unité de traitement destinée à la consommation humaine, à moindre coût, adaptée dans les villages ruraux de Madagascar** ».

Nous allons donc voir dans cet ouvrage :

- Dans la première partie une généralité sur la qualité de l'eau destinée à l'Alimentation humaine à Madagascar.
- Et dans la seconde partie, nous développerons des conceptions de traitement d'eau pour des cas particuliers de deux villages ruraux dans le cadre du projet mis en œuvre par WaterAid dans la Commune de Sabotsy Anjoro, District Moramanga.

PARTIE I : QUALITE DE L'EAU DESTINEE A L'ALIMENTATION HUMAINE A MADAGASCAR

CHAPITRE I : PROPRIETES ET CARACTERISTIQUES DE L'EAU BRUTE A MADAGASCAR (CARACTERISTIQUE DES EAUX NATURELLES MALAGASY)

L'eau représente 70% de la surface de la terre. Parmi les 1 420 240 000 km³ d'eau de la planète, 97% sont salées et 2% à l'état de glace. L'eau douce disponible est donc de faible proportion car il en reste moins de 1% sur terre à être utilisé pour les besoins de l'homme ^{Wikipédia, ressource hydrique, cycle de l'eau et réservoirs des stocks restreints, (consultable sur cnrs.fr)}. La proportion de la population ayant accès de façon durable à une source d'eau améliorée est de 1,4 milliards et les maladies dues à l'insalubrité de l'eau touchent actuellement 3 milliards de personnes dont la majeure partie se trouve dans les pays en voies de développement. Entre les besoins directs de l'homme et les secteurs productifs tels que l'agriculture qui a augmenté sa consommation d'eau cinq fois plus qu'avant.

Par rapport à ce volume, le tableau suivant représente la répartition de l'eau sous ses différentes formes, dans différents réservoirs naturels sur terre.

Tableau 1 : Répartition de l'eau dans les réservoirs naturels de la terre

Réservoirs	Volume (10 ⁶ km ³)	Pourcentage total
Océans	1 320,00	97,25
Calottes glaciaires et glaciers	29,00	2,05
Eau souterraine	9,50	0,68
Lacs	0,125	0,01
Humidités des sols	0,065	0,005
Atmosphères	0,013	0,001
Fleuves et rivières	0,0017	0,0001
Biosphères	0,0006	0,00004

Source : <http://www.cnrs.fr/cw/dossiers/doseau/decouv/proprie/images/jarre.htm>

Les besoins en eau, sont décuplés par la croissance démographique, le développement industriel et agricole. Le cas de Madagascar ne fait pas exception.

Il est donc nécessaire de connaître le plus précisément possible la qualité des ressources en eau disponibles, afin de permettre la mise en place et l'orientation des plans de recherche, ou d'aménagement, ou de surveillance, ou de protection, destinés à assurer la continuité et la qualité de la ressource.

Nous allons donc essayer de présenter l'état de la qualité physico-chimique des eaux douces de Madagascar.

I.1- Qualité des eaux de surfaces et les eaux souterraines de Madagascar selon la répartition par grand bassin

Les eaux douces malgaches sont très riches en Fer surtout les *eaux* de surface et les eaux des nappes des terrains récents, en raison de l'importance des minéraux détritiques du Fer arrachés au socle et exportés par le transport en suspension.

Madagascar est réparti selon 07 grandes unités hydrogéologiques définies par la climatologie : le bassin sédimentaire de l'Est, les Hauts Plateaux (à faible et forte pluviométrie), les bassins sédimentaires de l'Ouest, comprenant les bassins d'Antsiranana, de Mahajanga, de Morondava, de Toliary, et celui de l'Extrême Sud.

Les données physico-chimiques relatives aux eaux de surface sont très fragmentaires car aucune analyse systématique n'a été faite jusqu'à maintenant. Et pour ce qui est des données microbiologiques de l'eau de surface, on va dire qu'elle est en générale polluée bactériologiquement.

Tableau 2 : Données concernant la qualité des eaux Malagasy

Nappes /Bassins	Bassin de l'Est	Hauts plateaux	Bassin d'Antsiranana	Bassin de Mahajanga	Bassin de Morondava	Bassin de Toliara	Bassin de l'extrême Sud
Nappes d'Alluvions	Eau riche en Fer, exposée à la pollution (sol tombaux et marécageux riche en sulfures. De profondeur variant de 5 à 10m (faible)	Eau douce peu minéralisée sauf pour le cas du Fer et de profondeur faible (environ 10m)	Eau bicarbonatée calcique avec une Hauteur d'eau variant de 5 à 10m (profondeur faible)	Eau bicarbonatée marquée par la présence de Fer ayant une hauteur d'eau de 10m (profondeur faible)		La hauteur d'eau est de 10m avec une profondeur faible de 20m.L'eau est bicarbonatée calcique	L'eau est assez fortement minéralisée mais potable, (résistivité de 5000 à 1000 Ω cm
Nappes de Sables à plages	Eau riche en Fer et agressive, risque d'invasion salines. De profondeur variant de 5 à 10m (faible)			La profondeur est aussi ici faible et l'eau est faiblement minéralisée, faible en teneur en carbonate, resistivité \approx 10.000 Ω cm, risque d'invasion marines sous fort pompage	Eau chlorurée sodique de hauteur d'eau 5 à 10m et ayant une profondeur moyenne	On ne connaît pas en réalité la hauteur d'eau mais la profondeur est faible allant de 5 à 10m.L'eau est faiblement minéralisée, faible teneur en carbonate mais quelque fois riche en Chlorure de Sodium(NaCl)	
Nappe éocène				La profondeur est élevée avec une hauteur d'eau de 100m.L'eau est agressive et riche en Fer	Profondeur élevée (100m) p et l'eau est de ce côté bicarbonatée calcique	Hauteur d'eau de 100m, profondeur moyenne 20 à 100m.L'eau est bicarbonatée calcique	
Nappe crétacé supérieure				Hauteur d'eau allant de 50m (karstique), profondeur moyenne entre 20 et 100m.L'eau est bicarbonatée calcique et magnésienne ayant une dureté			

Nappes / Bassins	Bassin de l'Est	Hauts plateaux	Bassin d'Antsiranana	Bassin de Mahajanga	Bassin de Morondava	Bassin de Toliara	Bassin de l'extrême Sud
				moyenne, résistivité = 1000 à 3000 Ω cm			
Nappe crétacé	eau assez minéralisée, sodique bicarbonatée. Hauteur d'eau 40m, profondeur moyennement allant de 20m				Cette nappe est artésienne de profondeur 150m et l'eau est bicarbonatée ferreux et bicarbonatée calcique, eau agressive, présence de Fer		
Nappe jurassique				Aucune étude n'a jamais été faite sur cette nappe mais on peut estimer ses caractéristique comme suit: hauteur d'eau 10 à 50m (karstique), profondeur élevée >150m, eau riche en bicarbonate calcique et magnésienne et eau chlorurée sodique, elle peut être artésienne		Cette nappe est artésienne de profondeur élevée (400m et plus) et l'eau est bicarbonatée calcique	
Nappe sable blanc							Cette nappe se trouve à Beloha de hauteur d'eau 5m et de profondeur faible (1à5m).L'eau est potable chimiquement, en

Nappes /Bassins	Bassin de l'Est	Hauts plateaux	Bassin d'Antsiranana	Bassin de Mahajanga	Bassin de Morondava	Bassin de Toliara	Bassin de l'extrême Sud
							général bicarbonatée, résistivité de 1000 à 10000Ω cm
Nappe de sable côtier et dunes récente							Hauteur d'eau de 1à3m et de profondeur 1 à 5m.L'eau est souvent utilisable, résistivité de 100 à 500Ω cm
Nappe quaternaire ancien							Hauteur d'eau de 1 à 10m, profondeur moyenne 50 à 100m. Eau assez salée utilisable et de résistivité de 100 à 500 Ωcm
Nappe néogène							Hauteur d'eau de 1 à 5m, profondeur moyenne 50 à 150m. Eau salée, rarement utilisable et de résistivité de 50 à 100 Ωcm

Source : Cours GIRE 5^{ème} année et Fleuves et Rivière de Madagascar

I.2- Les différents types de sources généralement utilisées à Madagascar

Dans la nature, on peut signaler d'une part les petites ressources en eau comme l'humidité de l'air et l'humidité du sol que certains animaux et plantes en profitent. Et d'autre part les grandes ressources d'eau dont :

- l'eau des pluies
- l'eau de surface (eau des fleuves et rivières, des lacs et des marais, des étangs et des petites dépressions fermées)
- les eaux souterraines (dans les différents magasins aquifères)
- et l'eau de mer.

Parmi la faible quantité d'eau douce disponible à Madagascar comme partout dans le monde, une grande partie est encore sujette à la pollution bactériologique. En effet, comme déjà mentionner pendant l'introduction, l'île possède 495 milliards de m^3 d'eau disponibles dont 355 m^3 milliards d'eaux de surface et 140 m^3 milliards d'eaux souterraine

I.2.1- L'eau de pluie

Les précipitations sont toutes l'eau météorique qui tombe sur la surface de la terre tant sous forme liquide que sous forme solide. C'est une source primaire d'eau douce. Par des précipitations efficaces, l'eau de pluie alimente à la fois les nappes souterraines par l'infiltration et l'eau de surface par le ruissellement.

Dans certaines régions de Madagascar, la pluie est captée directement pour l'approvisionnement en eau de certains villages par l'impluvium.

La pluie tombée peut être mesurée ou quantifiée à l'aide d'un pluviomètre ou d'un pluviographe à une station d'observations. Les précipitations exprimées en lame d'eau ou en hauteur de pluie en millimètre indiquent la pluie globale précipitée dans un intervalle de temps (journalière, mensuelle, annuelle) de la région et par unité de surface.

I.2.2- Eau de surface

L'eau de surfaces inclue : les eaux des ruisseaux, des rivières et fleuves, des lacs et marais. Elle provienne de l'eau de pluie tombée sur le bassin versant récepteur et/ou de vidange des nappes souterraines au niveau des sources et suintements.

Elles sont utilisées pour l'alimentation en eau potable, lorsqu'il y a insuffisance de la ressource en eau souterraine en raison de la nature des terrains qui sont peu aquifère, d'une forte concentration de population, dont les besoins ne peuvent pas être totalement couverts par les seules eaux souterraines.

Elles ne sont pas directement utilisables pour l'alimentation en eau potable, car elles sont chargées de plusieurs impureté dissoutes ou en suspension dont les origines sont naturelles ou liées à des pollutions. Sa qualité varie aussi dans le temps, en fonction de la saison, de la météorologie, de l'activité biologique, etc. Le traitement des eaux de surfaces met donc en œuvre une succession de procédés adaptés aux qualité ou caractéristiques de l'eau brute. Cette succession constitue ce qu'on appelle « chaîne hydraulique de traitement ou filière de traitement ».

I.2.2.1- Eaux de fleuves et rivières

Madagascar dispose plus de 3.000 km environ de fleuves et rivières réparties dans ses sept 7 unités hydrologiques. On procède à un jaugeage pour mesurer le débit des rivières et fleuves. Les eaux des réseaux de surface peuvent aussi alimenter ou drainer les nappes par le système rivière - eaux souterraines.

I.2.2.2- Eaux des Lacs et des marrais

Outre, les marais dont la plupart sont transformés en rizières, plus de 3000 lacs couvrent environ 2000 km² (*Fleuves et rivières de Madagascar*). Compte tenu de leur nombre, les lacs de Madagascar représentent une ressource importante pour l'irrigation, l'hydroélectricité et l'alimentation en eau des villes et biodiversité aquatiques. Ils sont aussi des zones privilégiées de loisirs d'où leur intérêt particulier pour le développement du tourisme. Leurs origines et leurs types nous ont permis de distinguer : les lacs tectoniques, les lacs volcaniques, les lacs des plaines alluviales, les lacs littoraux ou lagunes côtières et les lacs artificiels ou naturels aménagés (*Encyclopédie Encarta2009*).

La capacité d'un lac peut être estimée par une étude bathymétrique. La quantité stockée s'exprime en volume (m³) ou en hauteur d'eau (mm). Les eaux de ces réservoirs peuvent alimenter les nappes souterraines par le système lac – eaux souterraines. Certaines sont des affleurements des nappes d'eau souterraines.

I.2.3- Les Eaux souterraines

Les eaux souterraines sont constituées par toutes les eaux contenues dans le sol et sous-sol.

On peut distinguer : les eaux adsorbées, pelliculaires et de rétention, non mobilisables par gravitaire ; les eaux gravifiques ou gravitaires.

Nous ne considérons ici que les eaux mobilisables ou eaux gravitaires qui circulent dans la zone saturée du sous-sol constituant les nappes souterraines et on peut distinguer trois types de nappes, nappe libre, nappe captive, nappe semi-captive.

Ces nappes peuvent être directement exploitées à l'aide des ouvrages de captage hydrogéologique (puits, forages,...) (*Castany et al, 1977*) ou au niveau des sources par gravitaire.

Pour évaluer leur potentialité, on procède souvent à des tests de productivité aux puits et aux forages appelés essais de pompage soient essai de puits qui est un pompage à courte durée effectué dans un puits ou forages en vue de déterminer ses caractéristiques et en particulier son débit ou pompage d'essai qui est un pompage de longue durée opéré dans un forage pour contrôler l'évolution du débit de l'ouvrage et du rabattement du niveau statique de la nappe (*Castany 1998*).

La pérennité des nappes peut être caractérisée aussi par des mesures et suivis périodiques de certains paramètres physico-chimiques (niveau piézométrique ou niveau statique, conductivité, ...) des eaux des ouvrages et des points d'eau existants.

I.3- Facteurs de la variation de la qualité des sources et sources de pollution

Avant de s'investir dans la caractérisation de la qualité de l'eau brute et d'envisager la mise en place d'un traitement approprié, il est important de faire un inventaire des sources de contamination existantes et potentielles de la ressource en eau, de vérifier les mesures de protection qu'il est possible de mettre en place et d'évaluer l'intégrité du captage d'eau souterraine ou de la prise d'eau de surface.

En effet, l'eau se charge des éléments présents dans les milieux qu'elle a parcourus: sels minéraux pris au contact des roches, matières organiques, microorganismes de l'écosystème.

Durant son passage à travers l'atmosphère (eau de pluie), dans le sol (eaux souterraines) et même en surface (rivières, lacs), l'eau se charge de différents polluants d'origines naturelles et /ou d'origines humaines, qui devraient être traités ou éliminés avant que l'eau ne soit distribuée.

Ainsi, la qualité varie selon l'origine de l'eau mais aussi selon son exposition au milieu environnant.

I.3.1- L'eau souterraine

Les eaux souterraines sont présentes en tous points du sous-sol. Leur quantité et qualité varie selon la nature du sol. Elles constituent la principale source d'approvisionnement en eau potable et leur qualité naturelle répond généralement aux exigences réglementaire et par conséquent, ne nécessitent pas beaucoup de traitement avant distribution. On peut directement les désinfecter si nécessaires avant distribution.

Certaines d'entre elles présentent toutefois, naturellement, des teneurs excessives en certains éléments (fer, turbidité, manganèse) et doivent subir un traitement spécifique avant la mise en distribution. D'autres, dépourvues de protection naturelle sont soumises à des pollutions ponctuelles (souvent accidentelle), diffuses (ex : nitrates) ou microbiologiques (liées à certaines aquifères sensibles tels que milieu fissurés ou des contaminations de proximité au niveau des installations de captage).

La variation de la qualité d'eau souterraine est due au contact de l'eau avec la nature du sol et du sous-sol. L'eau se charge en ions et acquiert des propriétés physiques et chimiques qui caractérisent l'eau de la nappe qu'elle forme. Il y a deux (2) facteurs qui influent souvent la variation de la quantité d'eau :

- Les facteurs naturels ; la nature des roches traversées et des minéraux rencontrés au cours de son infiltration ; le temps de contact de l'eau avec les minéraux ainsi que le temps de renouvellement de l'eau de la nappe par l'eau d'infiltration.
- La pollution qui pourrait être due à l'activité humaine (les implantations urbaines, le développement touristique et les activités industrielles).

Lors du captage de eaux souterraine, il faut donc considérer quelques détails et précautions pour le captage et exploitation des eaux souterraines pour amoindrir et minimiser les risques potentiels tels que :

- étanchéité des parois ou du couvercle du captage (mauvaise construction ou dégradation);
- protection de l'accès au captage (clôture);
- immersion de la tête du captage au printemps ou à la suite de fortes pluies (à éviter);
- accumulation des eaux de ruissellement près du captage (à éviter);
- proximité et contamination des eaux de surface environnantes;
- proximité de la nappe d'eau souterraine de la surface;
- proximité d'un affleurement rocheux fracturé;
- perméabilité naturelle élevée du sol à proximité du captage;
- étanchéité des puisards et des fosses septiques à proximité qui peuvent contaminer la nappe phréatique;
- proximité d'un système d'égout, d'un élevage d'animaux de ferme ou de terres agricoles;
- présence de réservoirs d'essence ou d'huile dans l'aire d'alimentation (à éviter).

I.3.2- L'eau de surface

Contrairement à l'eau souterraines, les eaux de surfaces présentent beaucoup de pathogène et la plus part des maladies d'origines hydriques proviennent souvent des pathogènes issues des eaux de surfaces.

Au cours de l'écoulement de l'eau sur la surface, il y a décomposition des débris animaux ou végétaux, les produits de l'érosion des déchets humains, surtout des pesticides, les hydrocarbures, les détergents qui influent sur la qualité de l'eau.

La variation de la qualité dépend aussi de la nature du terrain qu'elle rencontre en surface. Par exemple, dans le cas où l'eau est en contact des roches calcaires, elle prend les caractères des faciès hydrométriques de ce roche c'est-à-dire la qualité de l'eau devient à celle du calcaire qui se forme par la précipitation des carbonates du calcium à partir du bicarbonate [$(CO_3) 2CaH_2$].

En général, sa qualité varie donc en fonction des caractéristiques du milieu (activité en amont, le climat et la saison, la nature du sol dont elle est en contact directe,...)

Tout comme les eaux souterraines, il faut ainsi tenir compte des détails et précautions à prendre suivants pour atténuer les risques éventuelles de contamination tels que :

- évaluation du débit d'étiage du plan d'eau et évaluation de la quantité nécessaire (besoin en eau de la population ciblée par le projet)
- emplacement exact de la prise d'eau (profondeur, distance du fond, distance de la surface en période d'étiage);
- protection de l'accès à la prise d'eau (clôture ou autre restriction);
- protection de la prise d'eau à l'égard des gros débris (grille);
- courants préférentiels qui acheminent les débris vers la prise d'eau (à éviter);
- sources de contamination à proximité (lessivage du sol en temps de pluie, occupation du terrain avoisinant avec activités à risque, rejet direct, activités au-dessus ou près de la prise d'eau, etc.);
- sources de contamination en amont (occupation du terrain avec activités à risque, provenance et contamination des affluents, etc.);
- proximité d'un système d'égout, d'un élevage d'animaux de ferme ou de terres agricoles;

Une fois l'inventaire effectué, l'exploitant peut prendre en considération les interventions à faire afin de diminuer les sources de contamination qui peuvent atteindre le captage en eau, du moins, en réduire les impacts.

I.3.3- L'eau de pluie

Durant son passage à travers le vide, c'est-à-dire dans l'atmosphère, l'eau de pluie se charge de gaz tel que l'oxygène (O_2), l'azote (N_2), l'hydrogène (H) et le gaz carbonique (CO_2), c'est-à-dire qu'il y a des échanges entre l'eau et l'atmosphère.

De ce fait, ces éléments vont contribuer à l'acidification de l'eau du fait qu'ils sont capables de se dissoudre dans l'eau en formant des espèces acides qui s'agit essentiellement des oxydes de soufre (SO_2 et SO_3) et d'azote (NO_2 et NO_3).

Ces polluants réagissent dans l'atmosphère avec le dioxygène et l'eau pour former respectivement de l'acide sulfureux (H_2SO_3) et de l'acide nitrique (HNO_3).

CHAPITRE II : LES INFECTIONS D'ORIGINE HYDRIQUE PRESENTES DANS LES EAUX DE SURFACES

L'eau est un des principaux vecteurs de la transmission des maladies, par l'intermédiaire des germes infectieux et par voie orale ; de conséquence de la mortalité humaine. Le risque microbiologique et ainsi le premier paramètre à prendre en compte en matière d'alimentation en eau potable.

II.1- Notion de pathogénicité

La pathogénicité ou le pouvoir pathogène correspond à la propriété qu'ont certains germes de provoquer des maladies ; résultat de l'action d'un microorganisme sur son hôte. On distingue traditionnellement les microorganismes pathogènes et ceux des saprophytes (non pathogène). Mais la frontière entre ces 2 ensembles n'est pas clairement figée, puisque certains pathogènes, comme *Salmonella typhi*, peuvent être abrités par des individus non-malades : les <<porteurs sains>>. Mais ces cas sont rares. Il s'agit le plus souvent de <<porteurs chroniques>> chez lesquels le microorganisme persiste après la guérison, parfois durant toute sa vie. Au contraire, certains microorganismes saprophytes, faisant partie de la flore normale de l'individu, peuvent dans certaines conditions devenir pathogènes. C'est le cas des Coliformes fécaux. Enfin, certains microorganismes (*Salmonelle Typhi* et les Shigelles) présents chez d'autres animaux homéo-thèmes, ne sont pathogènes que chez l'homme. Cela a des conséquences dans le domaine de la prévention et de l'hygiène : surveillance des animaux d'élevages.

On distingue donc les pathogènes spécifiques provoquant des troubles spécifiques et ceux opportunistes provoquant des septicémies.

II.2- Les maladies à transmission hydrique

La transmission d'une maladie fait intervenir un agent infectieux, une voie d'introduction et un réceptif. Dans le cas des infections d'origine hydrique, la voie d'introduction est l'eau. Le mode d'introduction est essentiellement l'ingestion de l'eau. Les réservoirs de germes sont les malades, les porteurs sains et les animaux. Les agents contaminants proviennent habituellement du tube digestif de l'homme ou des animaux (mammifères et oiseaux) et sont éliminés principalement par les matières fécales. Ainsi, un individu atteint par le choléra excrète de 10^6 à 10^8 vibrions par litre de selles. La réceptivité dépend de la viabilité des germes dans l'eau.

Les maladies d'origines hydriques sont des infections essentiellement dues à des bactéries, des virus et des protozoaires. L'infection implique que le pathogène dispose du pouvoir de s'implanter chez l'individu (hôte), de s'y multiplier et d'y provoquer des troubles. Les plus anciennes infections connues sont :

- Les fièvres typhoïdes
- Choléra
- Et les dysenteries bacillaires

II.2.1- Les agents et les maladies hydrique d'origine microbiologique

II.2.1.1- Les bactéries

Les bactéries agissent le plus souvent par l'intermédiaire de toxines, généralement produites lorsque le site d'action a été atteint. Dans le cas des maladies transmises par l'eau, les toxines protéiques jouent un rôle essentiel. Pour les maladies hydriques, on distingue 3 types de toxines en fonction de leur mécanisme d'action :

- Les toxines cytotoxiques
- Les toxines cytotoniques
- Et les toxines neurotoxiques

Enfin, on parle d'intoxication lorsque les troubles sont dus à l'ingestion d'une toxine préformée dans l'eau. C'est le mode d'action principal des cyanobactéries. Dans ce cas, les effets sont plus rapides : quelques heures au lieu de ½ à 21 jours.

II.2.1.2- Les virus

Les virus agissent en pénétrant dans les cellules cibles de l'hôte et en détournant la synthèse protéique cellulaire à leur profit, afin de produire de nouveaux virus. En général, la membrane cellulaire finit par éclater et libérer ainsi de nouveau virus qui vont à leur tour infecter de nouvelles cellules hôtes. Les principales infections virales faisant intervenir l'eau sont des gastro-entérites et des hépatites. Les hépatites virales concernées sont de type A et E. Ce sont des infections aiguës. Le virus de l'hépatite A est universellement répandu et celui de type E se caractérise par une forte mortalité chez la femme enceinte, surtout au troisième trimestre de la grossesse (10 à 40% des cas). Elle n'évolue généralement pas vers la chronicité.

II.2.1.3- Les protozoaires

Les parasites sont des organismes protozoaires eucaryotes, toujours unicellulaires et mobiles. Les amibes, les Giardia ou les Cryptosporidium peuvent également affecter l'homme par l'intermédiaire de l'eau d'alimentation provoquant des gastro-entérites et des dysenteries. Le mécanisme provoquant les diarrhées est mal connu. La caractéristique de ces infections est la longue durée des symptômes : 6 semaines environ.

Le tableau suivant résume les maladies d'origine hydrique :

Tableau 3 : Maladies d'origines hydrique et leurs agents pathogènes

	Maladies	Agents
Origines bactériennes	Fièvres typhoïdes et paratyphoïdes	Salmonelle typhi Salmonella paratyphi A et B
	Dysenteries bacillaires	Shigella
	Choléra	Vibrio cholerae
	Gastro-entérites aiguës et diarrhées	Escherichia coli entérotoxigène Campilobactérie Yersinia enterocolitica
	Pneumonies	Legionella pneumophila
Origines virales	Hépatite A et E	Virus hépatites A et E
	Poliomyélite	Virus poliomyélique Virus de Norwalk
	Gastro-entérites aiguës et diarrhées	Rotavirus Astrovirus Calicivirus Coronavirus Entérovirus Adénovirus Réovirus
Origines parasitaires	Dysenteries amibiennes	Entamoeba histolytica
	Gastro-entérites	Giardia lamblia Cryptosporidium
Source : C. Haslay et H. Leclerc, 1993 « la production et le traitement des eaux destinées à l'alimentation et à la préparation des denrées alimentaire », AGENCE DE L'EAU SEINE-NORMANDIE, Direction des Bocages Normands. Emmanuel JESTIN		

II.2.2- Anomalies en minéralisation de l'eau en fin de traitement:

Habituellement, le changement en minéralisation de l'eau traitée ne se fait que dans le sens d'une déminéralisation. Prenant l'exemple du fer présent dans l'eau brute sous forme ferrique, le fait de mettre cette eau brute en contact avec l'oxygène de l'air avant traitement réduit cet ion en fer ferreux. Dans son cas, cela n'est que bénéfique car l'ion fer ferrique est toxique pour l'organisme.

On peut dire donc, que le traitement de l'eau, même avec le procédé le plus élémentaire soit-il, ne modifie presque pas la minéralisation de cette eau. Dans ce sens, il ne présente aucun danger pour l'organisme.

Mais pour la présence éventuelle de substances toxiques dans cette eau, elle est dangereuse pour la santé. Cette présence serait due non pas au traitement proprement dit mais aux matériaux utilisés (par exemple, tuyaux de plomb), ou bien que l'eau brute contient déjà des substances radioactives avec elle selon la nature des sols qu'elle a traversé, des environnements (pollutions chimiques, nucléaires ...).

Le tableau suivant illustre les effets potentiels suite à la consommation d'eau dont la teneur en minéralisation sont anormale.

Tableau 4 : Maladies occasionnées par l'administration d'eau dont la teneur en éléments minéraux sont anormales

Éléments minéraux	Maladies
Fluor	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>insuffisance</u>: caries; ▪ <u>excès</u>: fluorose, hypotension, polynévrite, hépatite, altération des structures osseuses;
Iode	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>insuffisance</u>: goitre, crétinisme ▪ <u>excès</u>: thyrotoxicose
Magnésium	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>insuffisance</u>: symptômes neuromusculaires et psychiques, tachycardie, fibrillation myocardique, hypo-magnésémie, mort subite du nourrisson; ▪ <u>excès</u>: paralysie respiratoire et arrêt respiratoire
Béryllium	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>excès</u>: béryllose
Dureté de l'eau: (teneurs en Ca et en Mg très élevées)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>excès</u>: lithiase urinaire, troubles du métabolisme hydrominéral, troubles du métabolisme protidique-lipidique.
Eau "douce" chronique: (teneurs en Ca et en Mg très basses)	<p>La consommation chronique d'eau "douce":</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ aggrave certaines maladies cardiovasculaires telles que l'HTA, la congestion cérébrale, l'ischémie; ▪ diminue les réactions de la paroi vasculaire et du myocarde.
Silicium	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>excès</u>: lithiase urinaire
Chlorures	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>excès</u>: accroissement de la fréquence et de la gravité des états d'HTA
Sulfates	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>excès</u>: réduction des sécrétions gastriques, augmentation du nombre des gastrites hypo-acides
Nitrites	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>excès</u>: méthémoglobinémie, accroissement des malformations malignes
Sélénium	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>insuffisance</u>: "maladie des muscles blancs", mortalité infantile accrue ▪ <u>excès</u>: carie dentaire chez l'enfant, apparition possible des tumeurs malignes
Cuivre	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>insuffisance</u>: artériosclérose, anémie, hypercholestérolémie
Potassium	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>insuffisance</u>: provoque la mortalité par arythmie cardiaque
Bore	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <u>Présence</u>: altération du métabolisme des hydrates de carbone, altération des activités des enzymes digestifs, diminution des fonctions reproductrices chez les

Eléments minéraux	Maladies
	hommes
Strontium	▪ <u>excès</u> : accroissement des délais d'ossification chez les nouveau-nés
Plomb	▪ <u>Présence</u> : arriération mentale, troubles du système nerveux.
Arsenic	▪ <u>Présence</u> : risque de cancer cutané.
calcium (ca)	▪ <u>insuffisance</u> : aggravation du rachitisme, ostéomalacie, troubles de la coagulation du sang, modification de l'état fonctionnel des glandes thyroïdes, hypocalcémie entraînant des crises de tétanies puis des asmothylies, trouble de la minéralisation osseuse
- Sources : - KRASOVSKY (G) ; « critères d'hygiène de la qualité de l'eau potable », OMS-centre de projets internationaux GKNT-Moscow, 1987 - MANAMBELONA « Minéralisation des eaux de Madagascar, étude du calcium » ; rapport sur le séminaire national sur l'Eau domestique, Madagascar, 1980	

II.2.3- Les zones à risque pour Madagascar en terme de minéralisation

La pollution hydrique varie selon d'une région à une autre. Pour le cas de Madagascar, cette variation peut se résumer selon le tableau suivant pour quelques éléments. Toutefois, il est à signaler que ce n'est pas toutes les sources en eau qu'on rencontre dans une telle région qui présentent ces risques mais il s'agit seulement d'un titre indicatif que l'on doit prendre en compte lors des études avant-projet.

Tableau 5 : Résumé des zones à risque pour des pollutions

Paramètres	Effets potentiels sur la santé	Zones à risques
Pollution fluorée	Problème de croissance des os. Fluorose et/ou squelettique	Menabe, Diana, Sofia, Boeny
Pollution azotée	Réduit la capacité du sang à transporter de l'oxygène (éviter la consommation de cette eau pour les nourrissons de moins de 6 mois et les femmes enceintes)	Milieu urbain et zone d'agriculture intensive (ex: Melaky, Menabe, Sava, Diana, Sofia et Boeny)
Pollution en Fer	Une concentration élevée en Fer peut constituer un facteur de risque de cancer	Sofia
Pollution en chrome	Potentiellement cancérigène	Haut plateaux, Moramanga, Toamasina, Vatozoro province de Fianarantsoa
Pollution en Nickel	Potentiellement cancérigène	Toamasina, Sofia
Source : Monographie du secteur Minier		

Face à ses diverses maladies qui peuvent apparaître lors de la consommation d'eau «non-potable», des différentes normes de potabilité de l'eau se sont alors imposées. Toutefois, hormis les recommandations de l'OMS qui stipule une norme pour chaque paramètre, chaque pays adapte leur propre norme, selon leur niveau d'exigence respectif en fonction de plusieurs paramètres (climat, ...)

II.3- Les normes de potabilité

Le traitement est donc nécessaire pour les eaux qui présentent des contaminations bactériologiques pour la production d'eau propre à la consommation humaine pour que celle-ci ne représente en aucun cas un ou plusieurs éléments susceptibles de rendre l'être humain malade.

Les eaux naturelles (souterraines ou de surfaces) destinées à la consommation doivent être traitées si elles ne sont pas conformes aux normes de potabilité en vigueur.

Rappelons que l'OMS a établi pour chaque paramètre les recommandations qui doivent être adaptées dans chaque pays en fonction de l'état sanitaire et des considérations économiques de ce pays, pour aboutir aux normes réglementaires nationales.

A Madagascar les textes relatifs à cette réglementation ainsi que les termes et les normes de potabilité sont contenus dans :

- le code de l'eau promulguée en Janvier 1999 dans l'article 38 qui se rapporte à la qualité de l'eau
- Ainsi que dans les recommandations de l'OMS

II.3.1- Evaluations des eaux

L'évaluation des eaux a pour objet de déterminer leurs possibilités d'utilisation. Elle comporte une analyse physico-chimique et un examen bactériologique.

L'analyse physico-chimique fait connaître les emplois auxquels convient une eau donnée :

- Besoins ménagers (eau de cuisson ou de lavage, ...)
- Besoins industriels (eau de réfrigération ou de fabrication, ...)

Elle décèle les eaux risquant d'exercer une action chimique sur les canalisations et facilite la mise au point des traitements qui suppriment les inconvénients révélés.

L'examen bactériologique permet de déterminer la qualité de l'eau, notamment en vue de son emploi comme eau potable (ce qui nous intéresse), et s'il y a lieu, d'établir les caractéristiques des traitements à lui faire. Il est également utile pour la recherche de ferro-bactériacés ou de germes sulfito-réducteurs.

II.3.2- Cadre légale et réglementaire relatif à la qualité de l'eau à Madagascar

Le Ministère de l'Eau assure la tutelle du secteur Eau potable, régi par la loi 98-029 portant Code de l'Eau promulguée en Janvier 1999. Le Code organise le service public d'approvisionnement en eau potable ainsi que l'assainissement des eaux usées domestiques. Il précise entre autre que « Les communes rurales et urbaines sont les maîtres d'ouvrages des systèmes d'approvisionnement en eau potable et d'assainissement collectif des eaux usées domestiques, situés sur leurs territoires respectifs... » Mais que « aussi longtemps que celles-ci ne satisferont pas aux critères de capacité définis par décret pour l'exercice de tout ou partie des responsabilités incombant aux maîtres d'ouvrage, celles-ci seront exercées par le Ministre chargé de l'Eau jusqu'à leur habilitation ». Le Code de l'Eau cite encore que « ...les communautés, et/ou les "Fokontany", peuvent, à leur demande, exercer la maîtrise d'ouvrage déléguée des petits systèmes ruraux d'approvisionnement en eau potable situés sur leur territoire avec l'accord de l'Organisme Régulateur. »

L'Article 38 du Code de l'Eau se rapporte à la qualité de l'eau et déclare que « Toute eau livrée à la consommation humaine doit être potable. 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. »

En 1998, le Ministère de l'Eau a préparé un projet de texte contenant des normes de potabilité. Ce document a été longuement analysé puis amendé à l'issue des discussions entre les spécialistes de la qualité de l'eau lors d'un atelier national visant à uniformiser les indicateurs de base de la potabilité de l'eau destinée à la consommation. Ces indicateurs ont formé les matières premières du décret relatif à la surveillance et au contrôle de la qualité de l'eau. Les décrets d'application du Code de l'Eau ont été validés officiellement par le Gouvernement malgache en 2003, dont le décret relatif à la surveillance de l'eau, au contrôle des eaux destinées à la consommation humaine et aux priorités d'accès à la ressource en eau ainsi que le décret relatif à la potabilité.

Le Code de l'Eau responsabilise également l'exploitant pour la qualité des eaux domestiques, tel que stipulé dans son article 58 « *Tout exploitant est tenu de surveiller en permanence la qualité des eaux au moyen de vérifications régulières qu'il doit mettre à la disposition de l'administration compétente, et il doit l'informer de toute variation des seuils limites imposés ou de tout incident susceptible d'avoir des conséquences pour la santé publique.* »

II.3.3- Normes OMS

Les points de références pour toutes les questions relatives à la qualité de l'eau se retrouvent dans les publications de l'OMS.

Cette directives expliquent en détail la définition d'une eau potable saine et la raison d'atteindre l'objectif d'une aussi que possible. Elles décrivent également les conditions minimales d'usages pour la protection des consommateurs et donnent à titre indicatif des valeurs chiffrées de la qualité de l'eau. Toutefois, ni les minimums, ni les titres indicatives ont des limites obligatoires mais restent des recommandations « *ORGANISATION MONDIALE DE LA SANTE* » Directives de qualité pour l'eau de boisson'', Volume II, Genève, 1994 .

On trouvera en **Annexe n°2** les détails des recommandations de l'OMS pour la qualité de l'eau.

CHAPITRE III : CONTEXTE ET JUSTIFICATION DU CHOIX ENVISAGE

III.1- Objectif de WaterAid par rapport à la qualité de l'eau

La politique de WaterAid Global vise à ce que la qualité de l'eau potable fournie aux consommateurs par les projets qu'elle soutient soit :

- Telle que son utilisation ne pose pas de risque notable pour la santé stipulé dans la politique de l'eau de Wateraid Madagascar,
- Au moins conforme aux normes de qualité du pays où se trouve l'installation (ou supérieur à celle-ci, si cela est réalisable moyennant un coût et des efforts raisonnables)
- Acceptable d'aspect, de goût et d'odeur.

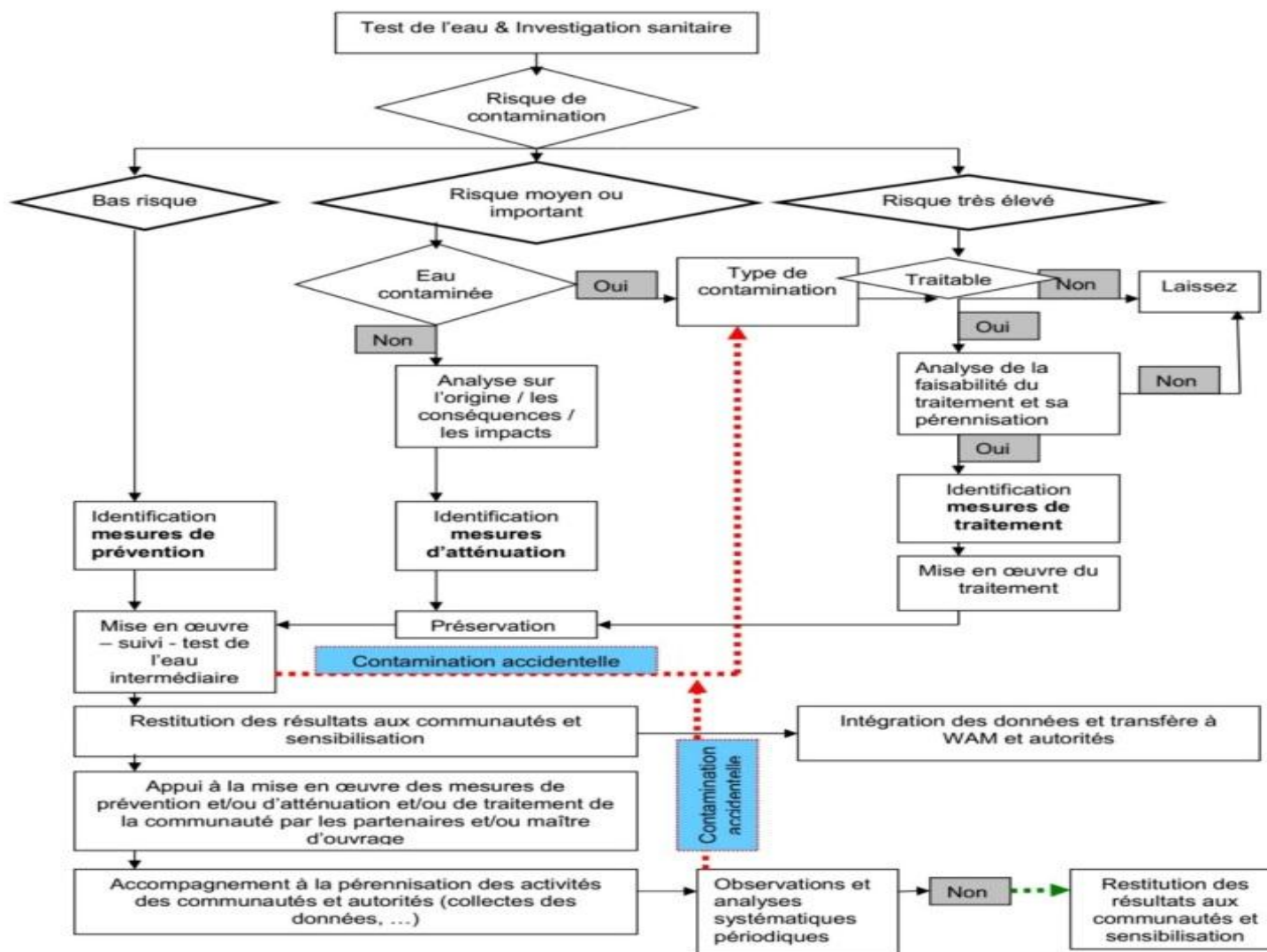
La concrétisation de cette politique au niveau de WaterAid Madagascar s'appuie sur la consultation des politiques nationales en vigueur, sur la discussion avec les organisations partenaires et les autorités locales, régionales ou nationales pertinentes, sur les expériences des acteurs spécialisés dans ce domaine et sur les connaissances locales, régionales ou nationales.

On constate ici une petite différence vis-à-vis du cadre légal et réglementaire mis en place par les autorités étatique à Madagascar.

III.1.1- Démarche d'intervention

WaterAid à Madagascar et ses partenaires suivent la démarche suivante pour garantir la distribution d'eau potable aux bénéficiaires :

Figure 1 : Démarche d'intervention de Wateraid



Notre domaine objectif est de déterminer le type de contamination, le traitement approprié, puis l'analyse de faisabilité du traitement, et la mise en œuvre de celui-ci.

III.2- Les analyses des paramètres

WaterAid et ses partenaires utilisent le POTAKIT pour analyser les échantillons. Ces analyses se font en 04 phases : pré-projet ou phase d'étude, durant la réalisation, à la fin de la construction (avant la consommation) et post-projet (06 mois après fonctionnement).

Wateraid mandate **IPM** pour vérifier la qualité de l'eau en parallèle avec les analyses avec le POTAKIT durant la phase 3.

III.2.1- Analyse au laboratoire

III.2.1.1- Analyse des paramètres physico-chimiques

Les recommandations relatives aux paramètres physico-chimiques de l'eau potable visent à fournir aux consommateurs une eau agréable à boire. Les valeurs maximales admissibles sont énoncées dans les normes de potabilité ; tandis que des analyses en laboratoires sont nécessaires pour déterminer ces paramètres. On trouvera les détails de ces analyses en **annexe n°3**.

III.2.1.2- Analyse bactériologiques

L'eau est susceptible de transmettre des maladies il est donc primordiale de rendre cette eau conforme aux normes en vigueur afin de garantir aux consommateurs des produits sans risque pour leur santé, alors une analyse bactériologique est effectuée (sur une durée bien déterminée) sur les eaux traitées pour pouvoir l'évaluer, **les paramètres à déterminer sont les germes indicateurs de contamination fécales**.

III.2.2- Présentations des méthodes d'analyse par POTAKIT

L'analyse via POTAKIT utilise la gamme Wagtech qui comprend les composants essentiels au contrôle de la qualité de l'eau en conformité avec les directives/réglementations de l'OMS.

Il est fourni sous forme de laboratoire complet de contrôle bactériologique et physico-chimique ; **l'annexe n°4** donne les détails de toutes les procédures requises pour une analyse bactériologique complète.

III.2.3- Résultats des analyses au laboratoire de l'IPM

Les résultats des analyses faites par l'IPM montre un très faible pourcentage d'eau conforme à la norme, soit **4/76 soit 5.40%** durant l'année 2014 – 2015. Ces échantillons sont surtout contaminés bactériologiquement.

Alors que les analyses faites via POTAKIT montrent que presque **100%** de ces eaux sont potables, c'est-à-dire aucune contamination bactériologique. Ceci est dû à la méthode d'analyse adopté par l'IPM qui est beaucoup plus poussée et à large échelle.

III.2.3.1- Résultats d'analyse faites au laboratoire de l'IPM

Voici le résumé des résultats faites au laboratoire de l'IPM pendant l'année 2014-2015.

On trouvera les détails dans **l'annexe n°5**.

Tableau 6 : Résumé des résultats d'analyse durant la phase 3 des systèmes réalisés en 2015

Conforme	Non-conformes : 70									
04	Causes									
	Bactérie coliforme	E. Coli	Bactérie coliforme et E. coli	Chlore libre	Fer	Couleur	pH	Nitrite	Ammonium	Turbidité
	13	-	58	8	2	5	6	3	2	2
Valeurs tirées des résultats d'analyse pour l'année 2014 - 2015 aux laboratoires de l'IPM pour 76 systèmes										

A première vue, les bactéries coliformes ainsi que les E. Coli sont les causes fréquentes de la non-potabilisation des eaux livrées à l'alimentation humaines de ces systèmes.

D'après les résultats de ces analyses, certaines eaux ont besoin de traitement avant d'être consommé par les bénéficiaires des systèmes d'AEP mis en place.

C'est pour cette raison que nous allons faire une conception pour le traitement tout en respectant l'une des politiques de WaterAid «réalisable moyennant un coût et des efforts raisonnables», mais aussi en visant la norme de potabilité Malagasy en matière d'hygiène et de santé.

III.2.4- Justification du choix du thème de la mémoire

Afin de remédier cette contamination presque systématique selon les résultats de l'IPM, WaterAid cherche à trouver un système de traitement standard, moyennant un coût et de efforts raisonnables pour ses futures interventions. Dans cette perspective, une collaboration avec l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo et de Louvain ainsi que Louvain Coopération a été entamé dans un premier temps dans la mise en œuvre du projet Ingénieux Sud. Des expérimentations pratiques ont été faites sur terrain à Fénérive-Est et Sabotsy Anjiro dans le site d'interventions de WaterAid Madagascar. Notamment, exploitation d'eaux de surface à l'aide d'un béliet hydraulique, *unité de traitement composée d'un filtre à sable lent et d'une électro chloration* et aussi système gravitaire classique (cf. Partie II, chapitre I).

L'objectif de ce présent mémoire est donc de proposer des solutions plus pérennes et efficaces adaptées aux villages ruraux de Madagascar à travers des recherches sur la conception d'une petite station de traitement à moindre coût.

CHAPITRE IV : CHOIX ET THEORIES SUR LES POSTES DE TRAITEMENTS ENVISAGES

IV.1- Critères de base et choix des postes de traitement

Le choix d'une unité de traitement se portera sur les critères suivant :

- Caractéristiques générales du milieu récepteur (nombre de bénéficiaire, économie, ...)
- Qualité de l'eau brute à exploiter
- Coût et investissement affectés au projet

De ce fait, comme notre projet consiste les villages ruraux de Madagascar, on présentera brièvement les caractéristiques générales des villages ruraux de Madagascar.

IV.1.1- Généralités sur les milieux ruraux de Madagascar

Dans cette partie de l'ouvrage, il s'agit de connaître les caractéristiques générales des villages ruraux de Madagascar.

En milieu rural Malagasy, la terre constitue le principal moyen d'existence des paysans. Toute la vie des ménages est centrée sur l'exploitation agricole, qui mobilise hommes et femmes, membres de la famille et de la communauté comme main d'œuvre.

IV.1.1.1- Pauvreté rurale

A Madagascar, la pauvreté rurale est la plus marquée. Les résultats de l'enquête nationale réalisée par l'INSTAT entre septembre 2012 et Novembre 2013, le taux de pauvreté atteint 71% au niveau national et 77% en milieu rural.

IV.1.1.2- Accès à l'eau potable

A Madagascar, le taux d'accès aux sources d'approvisionnement à l'eau potable améliorées est faible à raison de 38,9%. Ce taux est plutôt accentué en milieu urbain à raison de 87,7% contre 29,1% en milieu rural.

IV.1.2- Qualité de l'eau consommée en milieu rural

Madagascar a de l'eau plus que suffisante mais l'origine de l'eau de consommation domestique en milieu rural diffère d'un bourg à un autre, d'une région à une autre suivant l'existence des ressources locales.

Le problème d'approvisionnement en cette eau domestique se pose actuellement avec une acuité de plus en plus prononcée en ce qui concerne la potabilité en référence avec les normes en vigueur.

Dans les milieux ruraux, les eaux souterraines sont synonymes d'eaux potables et peuvent être consommées dès son extraction du puits ou des forages malgré leur minéralisation plus ou moins excessive par rapport aux eaux de surfaces.

Les eaux de surface collinaires ou non et les eaux météoriques captées dans les impluviums sont utilisées telles quelles et constituent les points d'approvisionnement de la majorité des habitants dès qu'elles existent. En général, elles ne sont presque jamais protégées, en particulier les impluviums et les émergences, les abords ne subissent pour ainsi dire aucun aménagement. Et d'une façon permanente, il stagne aux alentours du point d'émergence ou

des impluviums une mare d'eau douteuse quelques fois noirâtre et nauséabonde. Cette situation s'empire suivant la saison et suivant les régions. Par exemple : durant la saison sèche, dans les hauts plateaux, plusieurs points d'eau tarissent et les seuls encore en fonctionnement sont envahis par la population et les animaux avec les conséquences sanitaires qui s'en suivent.

IV.1.3- Choix de l'unité de traitement

Face aux diverses difficultés en milieu rural, le choix d'une mise en place systématique d'un système de traitement ne nécessitant aucun apport mécanique, d'ajout d'élément chimique (s'il le faut, il doit être le plus facile possible à utiliser) et qui tend à être vulgarisé en milieu rural dans le captage d'eau de surfaces et de ruissellement, s'avère le mieux approprié.

L'unité de traitement envisager sera donc composée principalement :

- d'un prétraitement physique ou sans au niveau du captage et/ou après celui-ci selon son type (on va tenir compte des installations qui ont été déjà faites par les partenaires de l'ONG Wateraid)
- d'une étape de filtration lente sur sable accompagnée en amont d'une étape de décantation et/ou filtration rapide
- et enfin d'une désinfection par électrochloration inspiré du système d'Antaninandro Anjiro.

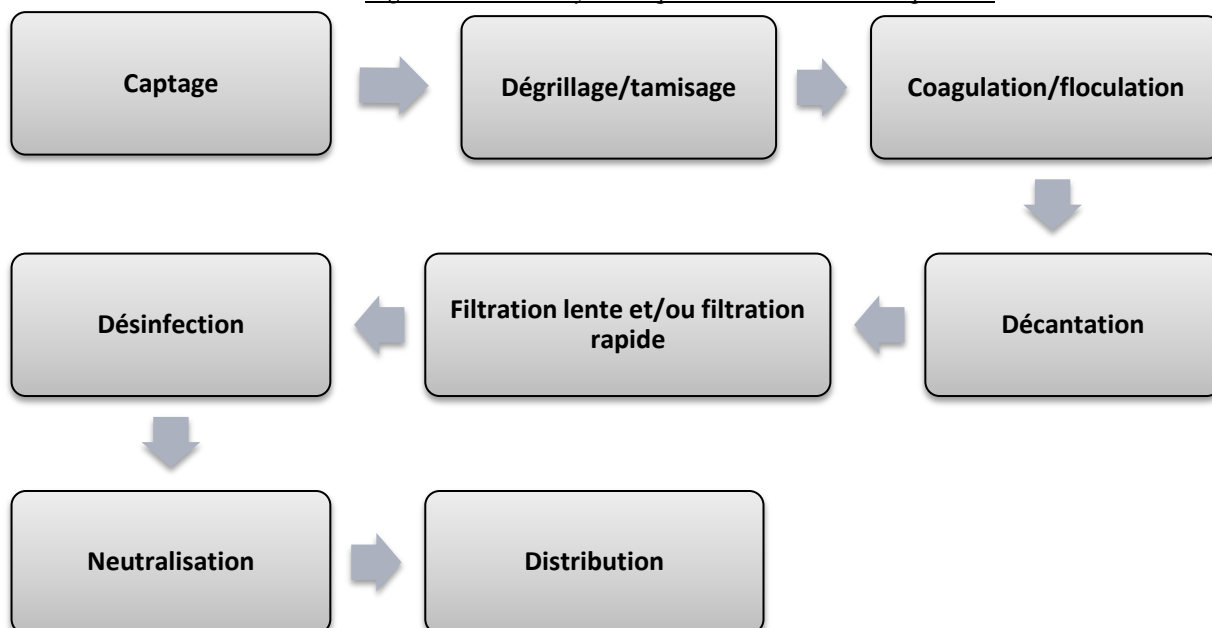
IV.1.4- Généralité sur le chaîne hydraulique de traitement

Le traitement d'une eau brute dépend de sa qualité, laquelle est fonction de son origine et est susceptible de varier au cours du temps.

Le traitement consiste à des modifications des caractéristiques physico-chimiques et biologiques de l'eau en vue de les conformer aux normes. Le principe de base du traitement c'est la clarification, la désinfection puis la neutralisation si nécessaire.

On présentera ce principe de base d'une chaîne par le schéma suivant :

Figure 2 : Chaîne hydraulique de traitement d'eau potable



Rappelons que notre unité se basera sur les objectifs évoqués dans le **paragraphe 3 – 2** en tenant compte des difficultés possible en milieu rural. Ainsi que ces résultats d'analyse, de ce fait, on optera sur les choix possibles de postes de traitements suivants dans le cadre de la conception et dimensionnement.

IV.1.5- Les choix possibles en fonction de ces résultats d'analyse (variantes possible)

On opte pour 3 choix de traitements dont les critères de calcul sont les suivant

- Durée de service théorique : 15ans
- Accroissement de la population : dépend entièrement des conditions locales (taux de natalité, taux de mortalité, taux de migration) ; susceptible en outre de changer avec le temps. Dans la plupart des cas, l'accroissement annuel se situe entre 2 et 4%
- Besoin en eau : dépendent des conditions locales et du système d'alimentation en eau réalisé
- Qualité de l'eau : la qualité de l'eau doit être conforme aux normes pour l'eau potable.

On peut tabler sur les améliorations maxima suivantes de qualité de l'eau par l'emploi de méthodes de traitement :

Les 2 recommandations et directives suivantes :

IV.1.5.1- Selon le Centre International de Référence pour l'approvisionnement en eau collective et l'assainissement, manuel de conception et de construction, J.C Van DIJK et Oomen, document 11

a- Filtration lente sur sable

- Turbidité : max 10 NTU
- E. Coli : 100 – 1000/100ml
- DCO : 2 – 5mg/l

b- Décantation + filtration lente sur sable :

- Turbidité : max 100NTU
- E. Coli : 100 – 1000/100ml
- DCO : 2 – 10mg/l

c- Décantation + filtration lente sur sable + chloration :

- Turbidité : max 100NTU
- E. Coli : 1000 – 10 000/100ml
- DCO : 2 – 10mg/l

IV.1.5.2- Eaux brutes utilisées pour la production d'eau livrée à la consommation humaine selon des normes appliquées par l'IPM

a- Projet de réglementation française 1984 :

- Coliformes fécaux : limite acceptable : 20000ml/100ml
- Streptocoques fécaux : limite acceptable : 10000ml/100ml

b- Directives du C.C.E du 16 Juin 1975 :

(N° 75/440 – J.O.C.E. n° L 194/29 du 25 Juillet 1975)

Tableau 7 : Normes bactériologique pour des eaux brutes destinées à l'alimentation humaine selon les directives du C.C.E

Paramètres	Valeurs guides		
	A_1	A_2	A_3
Coliformes totaux pour 100 ml	50	5000	50000
Coliformes fécaux pour 100 ml	20	2000	20000
Streptocoques fécaux pour 100 ml	20	1000	10000
Salmonelles	0 (a)	0 (b)	—
Source : IPM – Laboratoires des analyses des eaux et des denrées alimentaires			

 A_1 : Traitement physique simple (ex : filtration) et désinfection suffisent A_2 : Traitement physique simple, accompagné peut être d'un traitement chimique (ex : pré-chloration, coagulation, floculation, décantation, filtration) et terminer par une désinfection A_3 : En plus d'un traitement physique, il est indispensable de faire des traitements chimiques poussés (ex : chloration au break-point, coagulation, floculation, décantation, filtration), puis affinage (charbon actif) et désinfection (ex : chloration finale)

0 (a) : Dans 5 litres

0 (b) : Dans 1 litre.

IV.1.6- Ordre de dimensionnement de quelques ouvrages de traitements**➤ Bassin de décantation simple :**

- Profondeur : 1 à 2.5m
- Temps de séjour : 4 à 12 heures
- Charges hydraulique : 2 à 10m/j
- Taux d'écoulement du déversoir : 3 à 10 m³/m/h
- Rapport longueur/largeur : 4:1 ou 6:1
- Rapport longueur/profondeur : très vaste

➤ Filtration rapide de dégrossissage

- Vitesse de filtration : 0,5m/h à 1m/h
- Surface par lit filtrant : 10 à 100m
- Nombre de lits filtrants : 2 au minimum
- Hauteur d'eau surnageante : 1 à 1.5m
- Hauteur initiale du lit filtrant : 1 à 1,4m
- Hauteur du réseau de drains : 0,3 à 0,5m

➤ **Filtres lents à sable :**

- Vitesse de filtration : 0,1 à 0,2m/h
- Surface par lits filtrant 5 à 100m²
- Nombre de lits filtrants : 2 au minimum
- Hauteur d'eau surnageante : 1 à 1.5m
- Hauteur du lit filtrant : 0.8 à 1.4m
- Hauteur du réseau de drains : 0.3 à 0.5m
- Spécification du sable :

$$d_{effective} = 0.15 - 0.35mm$$

coeff d'uniformité = 2 à 5 mais parfois on ne le tient pas compte

➤ **Réservoir d'eau traitée :**

- Capacité de stockage : 30 à 50% de la production d'eau journalière
- Hauteur du réservoir : 2.5 à 4m
- Variation de niveau de l'eau traitée : 1 à 2m

➤ **Système de chloration :**

- Dose maximale : 1 à 5mg/l
- Temps de contact de la désinfection : 20 à 30 minutes
- Durée maximum de stockage des produits chimique : très variables

C'est ainsi que notre choix se fixera sur la nécessité d'un décanteur, suivie d'une filtration lente sur sable et se termine par une désinfection au chlore (3^{ème} variante de chaîne hydraulique de traitement selon le Centre Internationale de Référence en approvisionnement, type A₂ selon le C.C.E)

IV.2- Etudes Théoriques sur les postes de traitements envisagés**IV.2.1- Théorie sur le Décanteur****IV.2.1.1- Rôle d'un décanteur**

Le bassin de décantation (simple pour notre cas) a essentiellement pour rôle d'abaisser la turbidité et d'éliminer (partiellement) les MES.

IV.2.1.2- Généralités sur le calcul d'un décanteur

Dans un effluent les particules en suspension sont:

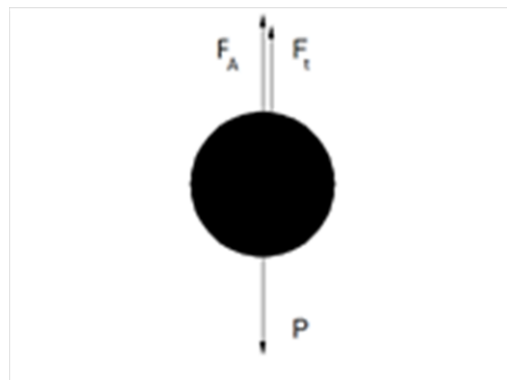
- Soit des particules qui se décantent indépendamment les unes des autres avec chacune une vitesse de chute constante, donnée par la loi de Stokes (écoulement à faible nombre de Reynolds). C'est le cas de grains de sable qui coulent séparément dans l'eau car ils ne s'agglutinent pas les uns aux autres.
- Soit des particules qui s'agglutinent les unes aux autres le long de leur chute, formant ainsi une particule dont la masse augmente au cours du temps: il en résulte une vitesse variable au cours de la chute de ces particules dites « floconneuses ».

Une particule discrète de volume et densité constants en chute libre dans le vide tombe avec une accélération $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Quand cette chute a lieu au sein d'un fluide, il faut tenir compte :

- de la poussée d'Archimède F_A
- et d'une force de résistance au mouvement de la particule appelée force de traînée qui dépend essentiellement de la viscosité du fluide et de la vitesse de la particule (F_t)
- et évidemment son poids P

Lorsqu'une particule chute dans l'eau, sa vitesse augmente jusqu'à ce que les forces d'accélération (poids) équilibrent les forces de frottement. Cette situation correspond au point d'équilibre : la somme des forces autour de la particule $\sum \vec{F}_{ext} = \vec{0}$

Figure 3 : Représentation des forces agissant sur une particule dans l'eau



Avec

- P : le poids de la particule soumise en suspension $P = m_p g = \rho_p V_p g$
- F_A : la poussée d'Archimède $F_A = \rho_L V_p g$
- F_t : la force de traînée $F_t = C_t A \rho_L \frac{1}{2} U_p^2$

Où

- V_p : le volume de la particule
- ρ_p : masse volumique de la particule
- ρ_L : masse volumique de l'eau
- A : aire de la section de la particule
- C_t : coefficient de traînée
- U_p : vitesse de chute de la particule

$$V_p g (\rho_p - \rho_L) = C_t A \rho_L \frac{1}{2} U_p^2$$

D'où

$$U_p^2 = 2 V_p g \frac{(\rho_p - \rho_L)}{C_t A \rho_L}$$

Pour pouvoir calculer U_p il faut connaître le volume de la particule ainsi que sa section et enfin le coefficient de traînée, autrement dit la géométrie exacte de la particule et le coefficient de traînée.

➤ **Cas d'une particule sphérique de diamètre d**

$$V_p = \pi \frac{d^3}{6} \text{ et la section } A = \pi \frac{d^2}{4}$$

$$U_p^2 = \frac{4}{3} d g \frac{(\rho_p - \rho_L)}{C_t \rho_L}$$

U_p : augmente de tant plus que d augmente : la particule chute alors plus rapidement.

C_t : est une fonction du nombre de Reynolds (R_e) et de la forme de la particule.

$$R_e = \frac{U_p \rho_L d}{\mu_L}$$

Pour les particules sphériques, on a réussi à établir certaines équations :

b- Equation de Stocks (régime laminaire)

Dans le cas des particules sphériques très fines en chute libre dans un liquide au repos ou en régime laminaire, le physicien Stocks a démontré que le coefficient de traînée C_t peut être évalué par l'expression suivante :

$$C_t = \frac{24}{R_e} \text{ (Relation de Poiseuille) et par suite, } U_p^2 = \frac{4}{3} d g \frac{(\rho_p - \rho_L)}{\rho_L \frac{24 \mu_L}{U_p \rho_L d}}$$

$$\text{D'où } U_p = \frac{1}{18} g \frac{(\rho_p - \rho_L)}{\mu_L} d^2 \quad \text{équation de STOCKS}$$

Cette équation n'est valide que pour des particules à décanter ayant un diamètre se situant entre $1 \mu\text{m}$ et $150 \mu\text{m}$.

c- Equation de Newton (régime turbulent)

L'équation de Newton est réservée pour le cas d'un écoulement en régime turbulent et il a montré que $C_t \approx 0.44$

Dans ce cas, on obtient :

$$U_p = \sqrt[1.74]{\frac{g d (\rho_p - \rho_L)}{\rho_L}} \quad \text{Equation de NEWTON}$$

d- Equation d'Allen (Régime intermédiaire)

En régime transitoire ou intermédiaire, on a établi une approximation du coefficient de traînée qui est la suivant :

$$C_t = \frac{18.5}{R_e^{0.6}} \quad \text{Et on obtient alors la formule d'ALLEN}$$

$$U_p = 0.153 g^{0.71} d^{1.14} \frac{(\rho_p - \rho_L)^{0.71}}{\rho_L^{0.29} \mu_L^{0.43}}$$

IV.2.1.3- Calcul de la vitesse de chute d'une particule de diamètre connu

Il est impossible de faire le calcul de U_p alors qu'il faut connaître cette valeur pour calculer Le nombre de Reynolds et de là faire le choix de l'équation appropriée.

Par manipulation algébrique, on arrive à définir le critère suivant :

$$K = d \left[\frac{\rho_L g (\rho_p - \rho_L)}{\mu_L^2} \right]^{1/3}$$

Tableau 8 : Méthode de détermination d'un régime d'écoulement

$K = d \left[\frac{\rho_L g (\rho_p - \rho_L)}{\mu_L^2} \right]^{1/3}$	Equations
$K \leq 2.6$	Stocks
$2.6 \leq K \leq 44$	Allen
$44 < K$	Newton
Cours traitement des Eaux I, OURIEMI SINA	

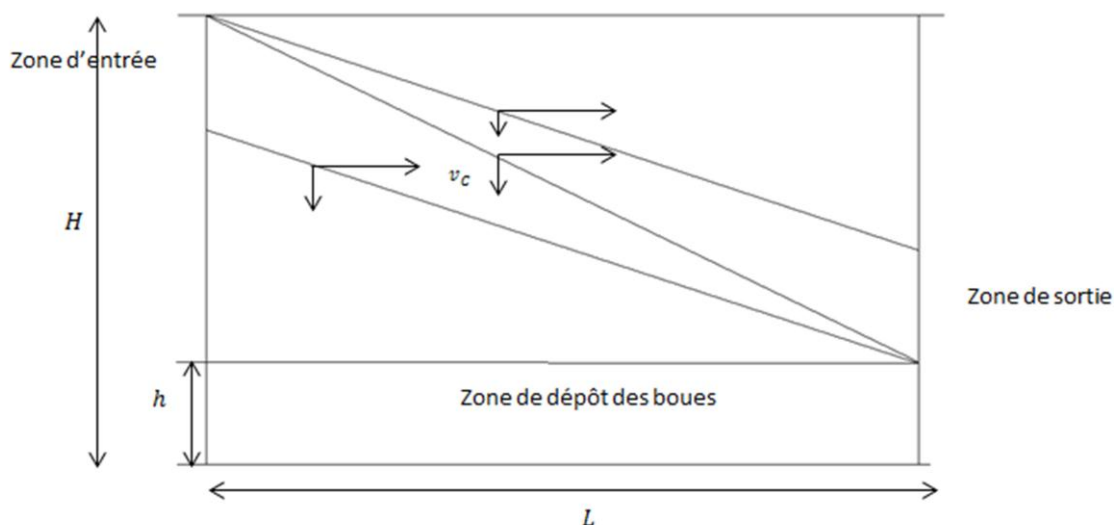
IV.2.1.4- Calcul d'un bassin de sédimentation (décanteur) parfait

Le dimensionnement des bassins de sédimentation peut se faire à l'aide de la théorie du décanteur idéal. Les hypothèses suivantes sont préalablement admises :

- Les dispositifs d'admission et de la sortie assurent une équi-répartition.
- Le courant est dépourvu de turbulence (Régime d'écoulement laminaire).
- Les particules en suspension dans l'eau à l'arrivée sont uniformément réparties et obéissent aux lois de sédimentation décrites ci-dessus.
- Une particule est considérée comme étant retenue lorsqu'elle atteint le fond du bassin.

Le schéma ci-dessous, représente un décanteur à écoulement horizontal parfait. Il s'agit d'un bassin rectangulaire à fond horizontal.

Figure 4 : Représentation de l'écoulement dans un décanteur horizontal



La vitesse d'écoulement est constituée de deux vitesses selon les directions x et y (v_H et v_p). La composante horizontale v_H : vitesse d'écoulement horizontal (vitesse traversière).

Dans un tel bassin, les paramètres sont les suivants :

- S : aire de surface horizontale du décanteur, $S = L l$
- A : aire de la section transversale, $A = h l$
- Q : débit volumique de l'eau à traiter
- v_H : vitesse d'écoulement horizontal de l'eau, $v_H = \frac{Q}{A}$

- v_p : vitesse de chute d'une particule
- v_c : vitesse verticale limite caractéristique du décanteur ou vitesse de Hazen ou Charge hydraulique superficielle.

Pour qu'il y ait sédimentation complète de toutes les particules ayant une vitesse de chute $\geq v_c$, il faut que les dimensions du bassin soient calculées de façon que les particules parvenant au bassin à une hauteur H, puissent atteindre le lit des boues avant la sortie.

La position de ces particules est définie par :

$$x = v_H t = \frac{Q}{A} t$$

La condition limite correspondante est de :

$$x = L \text{ et } y = 0$$

$$y = H - v_c t = 0 \rightarrow v_c = \frac{H}{t}$$

$$x = \frac{Q}{A} t = L \rightarrow t = \frac{L A}{Q}$$

D'où :
$$v_c = \frac{H Q}{L A} = \frac{H Q}{L H l} = \frac{Q}{L l}$$

$$v_c = \frac{Q}{S}$$

$$v_H = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{L H}$$

$$v_c = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{l L}$$

On constate que la vitesse limite de décantation ne dépend pas de la profondeur H.

IV.2.1.5- Condition de remise en suspension

- On a vu que la profondeur H n'intervient pas dans le calcul du bassin idéal. En pratique, on utilise une hauteur raisonnable pour les raisons suivantes :
- Pour ne pas remettre en suspension les particules déjà sédimentées.
- Pour faciliter le retrait mécanique des boues.
- la vitesse d'écoulement traversière $v_H = \frac{Q}{A}$ ne doit pas excéder une certaine valeur limite au-delà de laquelle on remet en suspension les particules déjà sédimentées. Cette vitesse limite $v_{H,l}$ est donnée par l'équation empirique suivante :

$$v_{H,l} = \left[\frac{8\beta g d(s-1)}{f} \right]^{1/2}$$

- $v_{H,l}$: en mm/s est la vitesse limite qui remet les particules en suspensions
- β est une constante égale à 0.04 pour le sable
- f : facteur de friction égale à 0.03 pour le béton
- $g = 9800 \text{ mm/s}^2$
- s est la densité de la particule à retenir

IV.2.2- Poste de filtration

Notre choix sur la filtration est celle de type lente, mais toutefois, on va expliciter la généralité de la filtration granulaire et ensuite donner les différents types de filtres qu'on pourrait rencontrer.

IV.2.2.1- Généralité sur la filtration

La filtration est la barrière ultime et obligatoire de la filière de traitement des eaux dans la majeure partie des cas. Elle vise à réaliser ou à compléter, à travers un lit filtrant, la réduction des particules en suspension, des coliformes, des virus, des parasites ainsi que la turbidité. Sans elle, plusieurs filières de traitement ne pourraient obtenir de crédits pour l'enlèvement des virus et des kystes de protozoaires.

IV.2.2.2- Différents types de filtre

La filtration consiste en la traversée d'un milieu filtrant par un liquide chargé d'éléments dont on veut le débarrasser, le milieu filtrant ne laissant passer que le liquide et retenant les éléments indésirables, soit de par sa nature (adsorption), soit par la faiblesse de la taille des voies de passage (tamisage). Dans le cas qui nous concerne, le liquide est l'eau et les éléments indésirables sont l'ensemble des particules colloïdales, dissoutes ou en suspension, qu'elle contient à l'état brute, la rendant impropre à la consommation. Quant au milieu filtrant, il peut être de nature diverse et fonctionner de diverses manières.

a- Les filtres lents à sable

C'est la première technique de filtration qui fut mise en œuvre. Le filtre lent consiste en un bassin à ciel ouvert, le plus souvent rectangulaire, contenant du sable servant de matériau filtrant. La couche de sable, d'épaisseur allant de 0,6 m à 1,5 m, est surmontée d'une couche d'eau de 0,7 m à 3 m, s'écoulant en traversant le sable sous l'action de la pesanteur.

L'eau filtrée est recueillie au fond du bassin à l'aide d'un système de drainage. Le nom de "filtre lent" vient du fait que la vitesse de percolation est très faible, de l'ordre de 0,1 à 0,5 m/h, par opposition aux filtres rapides.

Le diamètre des grains de sable va de 0,10 mm à 1,2 mm et même plus dans certains cas avec une granulométrie assez étalée. Il est donc possible d'utiliser le sable de la plupart des carrières sans tri. La taille réduite des grains et la faiblesse des vitesses dans ces filtres font qu'ils ne sont pas seulement de simples tamis destinés à retenir les particules dont les dimensions excèdent les pores laissés entre les grains, mais ils éliminent aussi les particules colloïdales, les substances dissoutes, les bactéries et autres germes, ainsi que les goûts et odeurs. On obtient ainsi de l'eau d'une qualité physico-chimique et bactériologique pure.

Cette qualité est obtenue grâce à un développement simultané de phénomènes physiques et d'épuration biologique à la surface et dans le lit filtrant; d'où le nom de "filtre biologique" souvent donné à ces filtres. Ces phénomènes seront examinés plus en détail dans la suite.

Tableau 9 : Ordres de valeurs limites avant de procéder à une filtration lente sur sable

Paramètres	Limite
Turbidité	5 à 15 NTU
Couleur	15 à 25 UCV (Unité de couleur vraie)
THM	50
Oxygène dissous	>6mg/l
Phosphore	30mg/l
Ammoniac	3mg/l
Fer	<1mg/l
Manganèse	<1mg/l
Baruth, 2005	

Important :

L'amélioration de la turbidité de l'eau brute avant les filtres par un prétraitement est donc primordiale pour que celle-là n'ait pas une valeur supérieure à la limite qui est de 15 *NTU*. Ce dernier peut être fait par décantation ou par filtration rapide de dégrossissage ou les deux (2) en série pour ramener la turbidité à moins de 10 *NTU* afin de laisser à la filtration lente un rôle presque exclusivement biologique.

b- Filtres rapides

Les filtres rapides sont constitués de bassins à ciel ouverts ou fermés, contenant le sable filtrant sur une épaisseur d'environ 0,7 m à 1,5 m. C'est un sable gabarié d'une granulométrie assez uniforme, avec un coefficient d'uniformité des grains voisin de 1, ou en tout cas inférieur à 1,8 et une taille effective variant de 0,4 mm à 1,2 mm selon le degré de traitement désiré et la qualité de l'effluent.

Le sable doit être choisi avec grand soin, exempt d'argiles, de poussière, de racines et autres impuretés. Donc l'utilisation de sable tout-venant comme dans le cas de la filtration lente est exclue. La couche d'eau surmontant le sable et provoquant la percolation est d'une hauteur de 0,8 à 2 m et exceptionnellement de 3 m. Le filtrat est recueilli au fond par l'intermédiaire de systèmes de drainage. Le nom de "filtres rapides" vient de l'importance des vitesses d'environ 20 à 50 *fois* plus élevées que celles des filtres lents.

Ces vitesses de 2 à 25 *m/h* engendrent des durées de traversée du matériau filtrant trop courtes pour permettre d'autres phénomènes d'épuration que de type physique. Il en découle une réduction de la surface de filtration, donc de la grandeur des ouvrages. Les vitesses courantes sont de 2 à 10 *m/h*.

Lorsque la vitesse est plus élevée, on utilise surtout le vocabulaire de "filtres dégrossissant" ou "dégrossisseurs" étant donné la limitation de leur efficacité. Ils servent dans ce cas d'ouvrages de prétraitement. Les filtres rapides reçoivent généralement de l'eau prétraitée provenant de décanteurs pour achever l'opération entamée par ces derniers.

Ils jouent alors un rôle essentiellement de tamisage éliminant les flots résiduels. Dans certains cas, ils servent même de lits de contact pour achever la coagulation et la clarification de l'eau avant qu'elle n'atteigne le fond du filtre lorsque cette opération a été médiocrement faite dans les ouvrages précédents. Il s'ensuit un très rapide colmatage des pores laissés par les grains de sable entre eux, une diminution progressive de la vitesse apparente d'écoulement, mais une augmentation de la vitesse réelle, d'où une augmentation des pertes de charge à tel point que le débit désiré n'est plus obtenu. Il peut arriver que l'adhésion des particules de colmatage soit très faible et que

l'augmentation des pertes de charge, créant aussi un accroissement des effets de frottement, provoque l'arrachement de ces particules, qui descendent en aval de proche en proche pour se retrouver dans le filtrat.

Pour remédier à ces différentes conséquences, on procède à une régénération ou recyclage (décolmatage par élimination des particules) du lit filtrant.

c- Filtres sous pression

Contrairement aux deux premiers cas de filtres énumérés (écoulement gravitaire dans des bassins à ciel ouvert), les filtres sous pression sont constitués de coques d'acier fermées, équipées de systèmes de drainage et dans lesquelles est chargé le sable filtrant.

Elles sont horizontales ou verticales et fonctionnent avec une pression de l'ordre de 10 *atm*. La vitesse de filtration étant du même ordre de grandeur que pour les filtres dits "rapides", la perte de charge est quasiment négligeable. Ce qui fait que le système de pompage double (avant et après traitement) peut être évité. Le traitement se limite pratiquement à une opération de tamisage. C'est pourquoi il n'est généralement utilisé que dans l'industrie.

d- Micro-tamisage

Les micros-tarais sont différents des autres types de filtre, en ce sens que la filtration ne se fait pas par traversée d'une couche de matériau poreux mais de tamis à fils d'acier inoxydables et mailles très fines (0,025 mm environ). Cependant, ils réduisent considérablement la turbidité, éliminent les matières en suspension grossières et même les micro-organismes. Par exemple, le plancton peut être réduit de 50 à 95 %. Ils sont constitués d'unités cylindriques préfabriquées, variant de 0,75 m de diamètre pour 0,6 m de longueur, à 3 m de diamètre pour 3 m de longueur et peuvent traiter de 7 à 45 m^3/j d'eau avec une perte de charge de 15 cm environ.

Leur nettoyage se fait par pulvérisation continue d'eau sous 0,3 *atm* à 0,7 *atm* et dans certains cas jusqu'à 2 *atm* de pression avec un volume d'eau à peine égal à 2 % du volume traité.

e- Filtration sur charbon activé

Le charbon activé est fabriqué à partir de bois, pâte à papier, lignite, tourbe, résidus ligneux, houille, charbon bitumeux, os, déchets et coques combinés suivant 2 stades:

- Le premier consiste en une pyrolyse (décomposition chimique sous l'action de la chaleur, dans une atmosphère réduite en oxygène) du matériau de base pour obtenir du charbon de bois *par carbonisation* à 500°C en milieu oxydant. A ce stade, on obtient un matériau absorbant dont la surface spécifique est de l'ordre de 10 m^2/g .
- Le deuxième consiste en une activation du charbon ainsi obtenu soit :
 - par procédé thermique en l'oxydant à 1000°C dans une atmosphère dont le pouvoir oxydant est réduit par injection de CO_2 ou de vapeurs d'eau.
 - par procédé chimique en carbonisant les produits volatils résiduels issus du premier stade par chauffage en présence de chlorure de zinc ou d'acide phosphorique.

Après le deuxième stade, on obtient du charbon de 600 à 1500 m^2 de surface par g. Il se présente sous forme de granulés ou de poudre.

➤ Sous forme de poudre

Il est mélangé avec l'eau brute avant sédimentation comme suspension aqueuse avec un taux moyen de 20 g/m^3 d'eau. Avec son pouvoir adsorbant des matières en suspension et de plusieurs matières dissoutes dont les hydrocarbures, il favorise la formation des floccs et rend plus complet le fonctionnement des décanteurs.

➤ Sous forme de granulés

Sous forme de granulés, le charbon activé est utilisé comme matériau filtrant. Les filtres à charbon activé sont identiques des points de vue construction et fonctionnement aux filtres rapides à ciel ouvert. Comme milieu filtrant, ils combinent l'avantage des processus d'épuration normaux des filtres et le pouvoir adsorbant exceptionnel du charbon activé. A ce titre, ils sont très indiqués lorsqu'on a à faire à des eaux superficielles très polluées.

On l'utilise comme élément d'une série d'ouvrages de traitement ou en double couche de matériaux dans un filtre, surmonté de sable. La vitesse de filtration est généralement du même ordre de grandeur que celle des filtres dits rapides.

Tableau 10 : Résumé des caractéristiques générales des différents types de filtre

Type de filtre	Vitesse superficielle	Diamètre effective	Coefficient d'uniformité
Filtre lent	0,13-0,42m/h	0,15-0,35mm	2-5
Filtre rapide	5-7,5m/h	0,45-0,65mm	1,4-1,7
Charge élevée	12,5-30m/h	0,8-0,20mm	1,4-1,7
<i>Source : Baruth, 2005</i>			

IV.2.2.3- Les éléments de bases d'un filtre lent à sable

La filtration lente sur sable comporte les éléments suivant :

- **Un réservoir d'eau brute** (surnageant) maintenant une charge et une réserve d'eau au-dessus du matériau et assurant la pression nécessaire à la percolation à travers le filtre ainsi qu'à la formation d'un biofilm qui donne naissance à un autre processus de traitement biologique.
- **Un lit de milieu filtrant** assurant les processus de traitement. Ce milieu, le plus souvent du sable, peut être aussi du concassé ou tout autre matériau grenu.
- **Un système de drainage** de l'eau filtrée, par la base du filtre, et qui sert en même temps de support au matériau.
- **Un système de commandes** (vannes par exemple) servant à régler la vitesse de l'écoulement, la maintenance du niveau de l'eau brute à une valeur donnée pour la qualité du fonctionnement, etc.

Les trois premiers éléments sont réunis en un seul bassin filtrant à ciel ouvert de section souvent rectangulaire avec 2 à 4 m. de profondeur à parois verticales ou rarement inclinées. Ces parois peuvent être faites en béton ou en maçonnerie selon les conditions en présence.

Le système de drainage par la base peut être fait d'un faux plancher en béton poreux ou de drains jointes, entourés et couverts de gravier supportant le matériau filtrant et retenant les grains fins.

IV.2.2.4- Mécanismes de la filtration lente

L'ensemble des forces et de processus physique et biologiques intervenant dans l'épuration par les filtres lents peuvent être groupés dans trois types de mécanismes :

- Mécanismes de transport,
- Mécanismes de fixation,
- Mécanismes de purification.

a- Mécanismes de transport

Dans ce phénomène, les particules contenues dans l'eau sont mises en contact avec le sable selon les processus suivants :

➤ **Criblage ou tamisage**

Il consiste en la rétention des particules dont le diamètre est supérieur à l'espace laissé par les grains entre eux. Il est donc beaucoup plus poussé que les grains sont de petite taille.

Dans la pratique, il est amélioré par la « Schmutzdecke » et aussi par l'agglomération des colloïdes rendue possible par la faiblesse de la vitesse.

➤ **Sédimentation**

La couche de sable se comporte aussi comme un bassin de sédimentation, la surface de sédimentation est ici égale au total des petites surfaces des grains orientées vers le haut.

b- Mécanismes de fixation

Une fois qu'elles sont en contact avec les grains, les particules sont maintenues en place par les forces suivantes :

➤ **Attraction électrostatique (force de Coulomb)**

L'origine de ce phénomène est les différences de charges électriques pouvant exister entre les particules et grains de sable. Il est à noter que ce phénomène est très complexe.

➤ **Adhérence**

A la maturation du filtre, les particules d'origine organique retenues à la surface du filtre et sur les grains dans la partie supérieure créent un terrain de prolifération d'organismes produisant une matière visqueuse « zooglée » composés de bactéries actives, de leurs déchets, de cellules mortes et des matières organiques partiellement assimilées.

c- Mécanismes de purification

Ce mécanisme s'effectue en 2 processus :

- oxydation biologique
- oxydation chimique

Au sein de la "Schmutzdecke" et de la zooglée, les bactéries foisonnent sélectivement en se nourrissant de matières organiques déposées. Elles oxydent une partie de leur nourriture pour obtenir l'énergie nécessaire à leur

métabolisme (désassimilation), transforment une partie de cette nourriture en matériel cellulaire nécessaire à leur croissance (assimilation).

Ainsi, les substances organiques mortes sont-elles converties en matières vivantes. Les produits de désassimilation sont entraînés par l'eau et serviront à plus grande profondeur à d'autres organismes.

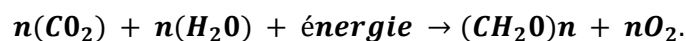
L'activité bactérienne décroît à mesure qu'on va en profondeur, due à la rareté des matières organiques (nourriture). A plus de 30 à 40 cm de profondeur, il se passe des activités biochimiques qui transforment les produits de dégradations microbiologiques, les aminoacides par exemple en ammoniac, nitrites, nitrates (nitrification). Ces produits de nitrification sont ensuite dégradés par l'oxygène dissous. Ainsi, la totalité des matières organiques dégradables présentes dans l'eau brute est progressivement désagrégée et convertie en eau, dioxyde de carbone et sels minéraux simples (minéralisation).

Dans un filtre lent, il abonde à chaque profondeur des bactéries spécifiques avec effets bien donnés. Une variation soudaine de la vitesse ou de la charge d'eau tend à rompre cet équilibre et par conséquent à détériorer la qualité du filtrat.

- Si la teneur en oxygène est voisine de 0, il se produit une décomposition anaérobie engendrant la production de H_2S , NH_3 et d'autres substances génératrices de mauvais goûts et odeurs et aussi des sels de fer et de manganèse en solution.
- De faibles températures font tomber aussi l'activité des protozoaires et des nématodes qui dévorent les bactéries. Ainsi, la chance de survie et d'être entraînés dans l'effluent des métabolismes, augmente.
- A plus fortes températures, les micro-organismes sécrètent des substances qui agissent comme des poisons sur ces bactéries intestinales. Il s'en suit une réduction du nombre des *Escherichia coli* et surtout d'organismes pathogènes de 100 à 1000 fois.

IV.2.2.5- Effet des algues

Sous l'influence, de la lumière solaire, les algues contenues dans l'eau surnageante des filtres se prolifèrent en produisant de l'oxygène dissous et du matériel cellulaire selon la réaction :



L'énergie susmentionnée est fournie par oxydation des matières organiques.

En période nocturne, c'est plutôt l'inverse de cette réaction qui se déroule, cause de déclin des algues.



La domination de la première ou de la deuxième réaction est fonction des temps d'ensoleillement, de la nature et de la quantité des algues dans l'eau brute, ainsi que de la quantité et de la nature des matières organiques qui y sont présentes.

- Un très grand développement de ces algues peut précipiter le colmatage du filtre.
- Un très faible développement rend le milieu pauvre en oxygène dissous et donc propice à la formation de gaz indésirables comme le H_2S , le NH_3 , le CO_2 et des substances comme l'éther.

Un certain équilibre est donc nécessaire pour un meilleur rendement de l'épuration.

IV.2.2.6- Les types de fonctionnement d'un filtre lent

On peut choisir quelques types de fonctionnement d'un filtre à sable lent, mais dans cet ouvrage, on va considérer les suivants :

a- Filtration à vitesse décroissante

Dans ce type de fonctionnement, on considère le volume d'eau journalière nécessaire dans la détermination de la surface filtrante.

Elle se caractérise par la fermeture de la conduite d'alimentation en eau brute vers le filtre, tandis que la vanne de régulation du filtre est maintenue dans la même position ouverte. L'eau surnageante est alors filtrée à une vitesse continuellement décroissante, par suite d'une diminution continue de la charge exercée par l'eau surnageante. On peut appliquer ce mode de fonctionnement pendant la nuit et permet ainsi de réaliser des économies sur les frais d'investissement.

A la suite du fonctionnement à vitesse décroissante, le réservoir d'eau surnageante doit être rechargé à son niveau normal, afin de permettre la filtration à vitesse théorique normale. Cette recharge doit être effectuée aussi rapidement que possible (sans endommager la membrane biologique), afin d'utiliser au maximum la capacité de production.

b- Marche intermittente

Dans ce type de fonctionnement, le processus est complètement interrompu pendant une certaine période, c'est-à-dire que ni la conduite d'alimentation d'eau brute ni celle évacuant l'eau filtrée ne soient ouverts.

c- Marche normale

Ce mode de fonctionnement est le cas le plus utilisé surtout dans des grandes agglomérations. Dans le dimensionnement de la surface filtrante, on prend compte de la besoins horaire théorique pour ne pas surdimensionner l'ouvrage mais aussi pour éviter le risque d'insuffisance d'eau traitée.

IV.2.2.7- La surface filtrante

Comme on a déjà défini précédemment, la vitesse de filtration dans un filtre à sable lent est comprise entre $0,1m/h$ à $0,4m/h$.

La surface du lit filtrant dépend aussi du mode de fonctionnement du filtre.

La surface filtrante nécessaire peut être calculée en fonction du mode de fonctionnement du filtre au moyen de la formule générale suivante:

$$S = \frac{Q}{V(a + b)}$$

S : surface filtrante nécessaire (m^2)

Q : volume de la demande en eau journalière (m^3)

V : vitesse de filtration théorique (m/h)

Avec **a + b** le temps nécessaire et choisi pour filtrer le volume journalier d'eau traiter. Ils dépendent du mode de fonctionnement du filtre, leurs unités est donc l'heure *a et b en (h)*

Valeurs de a et b est obtenue à partir de l'expérience effectué par le Centre Internationale de Référence, en collaboration avec l'OMS dans les explications dans l'encadré :

Soit une hauteur d'eau surnageante de $0,9m$ au-dessus de la crête du déversoir d'effluent. Avec une vitesse de filtration de $0,1m/h$, le niveau d'eau aura baissé de $0,5m$ au bout de 8 heures et de $0,7m$ au bout de 16 heures . Autrement dit, il y aura une production supplémentaire de $5\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{jours}$ pour 8 heures , et de $7\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{jours}$ pour 16 heures de filtration à vitesse décroissante.

$a(h)$: Nombre quotidien d'heures de production en marche normale (c'est-à-dire la vitesse de filtration choisie ou calculée)

$b(h)$: Si la période journalière de filtration à vitesse décroissante est :

- De 8 ou 16 heures consécutives ; on peut estimer le nombre équivalent d'heures de production en marche normale à 5 ou 7 heures respectivement
- 0 si on ne pratique pas la filtration à vitesse décroissante.

IV.2.2.8- La perte de charge dans le filtre

En filtration, la durée de cycle est régie par deux paramètres : la perte de charge dans le filtre ou la qualité de l'eau filtrée. Le paramètre le plus limitant déclenche la séquence de rétro-lavage. La théorie relative au calcul de la perte de charge initiale dans un filtre remonte à plus d'un siècle, lorsqu'Henry Darcy a proposé une relation liant la perte de charge, la vitesse superficielle et la profondeur d'un filtre en 1856. Toutefois, cette relation ne prenait pas en compte les caractéristiques du média filtrant. Une autre équation proposée par Cozeny en 1927 et améliorée par Carman en 1937 permettait d'inclure ces caractéristiques. Par contre, le facteur de forme introduit par Carman est nécessaire afin de caler les résultats théoriques aux résultats expérimentaux (Montgomery Watson Harza (MWH), 2005).

Loi de Darcy : $H_L = \Delta P = \frac{U L}{K_p}$

Avec

- H_L : Perte de charge (m)
- U : vitesse superficielle (m/s)
- K_p : coefficient de perméabilité (m/s)
- L : profondeur ou épaisseur du média (m)

Carman-Kozeny: $H_L = f_1 \frac{L(1-e)U^2}{\Phi d e^3 g}$

Avec :

$$f_1 = 150 \frac{1-e}{Re} + 1,75$$

- Re : Nombre de Reynolds
- e : porosité du média
- Φ : facteur de forme
- g : accélération gravitationnelle ($9,81\text{ m/s}^2$)
- d : diamètre du média (m)

$$H_L = 150 \frac{1-e}{Re} + 1,75 \left[\frac{L(1-e)U^2}{\Phi d e^3 g} \right]$$

a- Formule de Carman-Kozeny

En développant la formule de Carman-Kozeny, on obtient la formule générale suivante :

$$- \frac{H_L}{L} = \frac{\Delta P}{L} = K_v \frac{(1-\varepsilon)^2 \mu U}{\rho_f \varepsilon^3 d_p^2 g \Phi} + K_I \frac{(1-\varepsilon) U^2}{\varepsilon^3 d_p g \Phi}$$

$$H_L = \Delta P = K_v \frac{(1-e)^2}{e^3} \frac{\mu L U}{\rho_f g d^2} + K_I \frac{(1-e) L U^2}{e^3 g d}$$

H_L est en mètre (m)

Avec

- k_v : Coefficient dû aux forces visqueuses
- k_I : Coefficient dû aux forces d'inertie
- μ : viscosité dynamique de l'eau
- ρ_f : masse volumique du fluide

Les valeurs suivantes pour les deux coefficients ont été proposées pour le sable et l'anthracite.

Le tableau suivant montre les valeurs recommandées pour k_v et K_I (MWH, 2005)

Tableau 11 : Valeurs de k_v et k_I pour le sable et l'anthracite entrant dans la formule de la perte de charge de Carman-Kozeny (coefficient dû aux forces visqueuses et dû aux forces d'inertie)

Media	k_v	K_I	e (%)
Sable	110 à 115	2,0 à 2,5	30 à 43
Anthracite	210 à 215	3,5 à 5,3	47 à 52
MWH, 2005			

Avec

$e = \varepsilon$ est la porosité du média exprimée en pourcentage (%)

$d_p = d_{effective}$ du grain

Le choix du symbole ε est dans le but pour qu'il n'y ait pas de confusion avec l'épaisseur du média

b- La relation d'Ergun

L'équation pour prédire la **pdc** la plus utilisée de nos jours a été développée par Ergun en 1952 et permet d'obtenir de meilleurs résultats que les équations présentées précédemment (Montgomery Watson Harza (MWH), 2005).

La relation finale d'ERGUN tiré à partir de la relation de Carman-Kozeny est de :

$$\frac{\Delta H}{L} = 150 \frac{(1-\varepsilon)^2 \mu U}{\varepsilon^3 d_p^2 \Phi} + 1.75 \frac{(1-\varepsilon) \rho U^2}{\varepsilon^3 d_p \Phi}$$

Cette perte de charge est en Pascal (Pa) par mètre de colonne d'eau

IV.2.2.9- Rétrolavage

Les filtres granulaires opérés avec un écoulement vers le bas doivent être lavés à contre-courant, opération communément appelée rétro-lavage. Cette étape dans l'opération d'un filtre est plus amplement décrite dans la section suivante :

a- Théorie générale de la phase de rétrolavage d'un filtre

Le rétro-lavage d'un filtre consiste à fluidiser le média afin de d'enlever la saleté qui s'y est logé et de le remettre dans son état initial. Une expansion totale du média filtrant de 40% est visée. Cette expansion dépend de plusieurs paramètres comme le *type de média filtrant, la granulométrie, la sphéricité des grains, la densité du média et bien entendu le débit d'eau utilisé pour fluidiser le filtre*. Il existe des relations permettant de prédire l'expansion d'un lit filtrant en fonction des paramètres précédemment énoncés. Tout d'abord, l'expansion du lit filtrant L_e dépend de la porosité du lit en expansion e_e et au repos (e) ainsi que de l'épaisseur de média (L), selon l'équation suivante (MWH, 2005).

$$L_e = L \frac{1 - e}{1 - e_e} \quad (1)$$

Le seul paramètre inconnu dans cette l'équation est la porosité du média en expansion (e_e). Une équation empirique a été proposée par **Fair et Geyer** pour calculer cette porosité à partir de la vitesse superficielle de lavage et la vitesse de chute des grains (Desjardins, 1997).

$$e_e = \left(\frac{U_L}{V_p}\right)^{0.22} \quad (2)$$

Lorsque le milieu filtrant est composé de grains sphériques de diamètres identiques, il suffit de remplacer la porosité en expansion dans l'équation (1) par l'équation (2)

Toutefois, l'utilisation d'un tel média est plutôt réservée aux études à l'échelle laboratoire. Pour les procédés à plus grande échelle, le milieu filtrant est stratifié, c'est-à-dire qu'il y a une distribution de diamètres de grains. L'équation (1) est donc adaptée puisque la porosité varie dans chaque strate du milieu filtrant. On obtient l'équation suivante (Desjardins, 1997):

$$L_e = L (1 - e) \sum \frac{x}{(1 - e_e)} \quad (3)$$

Avec

x : pourcentage de l'échantillon retenu sur un tamis lors du test de granulométrie. La vitesse de chute du grain doit aussi être calculée pour chaque diamètre de grain avec l'équation suivante,

$$V_p = \left(\frac{4}{3} \frac{g}{C_t} (\gamma_s - 1) d\right)^{0.5} \quad (4)$$

Avec C_t est le coefficient de traînée et γ_s la densité relative du grain.

Le coefficient de traînée varie selon le nombre de Reynolds

$$C_D = \frac{24}{Re}$$

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{324}{\sqrt{Re}} + 0,34$$

$$Re = \frac{\rho_L V_p d}{\mu} \quad (5)$$

Comme la vitesse de chute du grain (V_p) intervient dans le calcul du nombre de Reynolds, il est impossible de calculer directement le coefficient de traînée. C'est pourquoi il faut remplacer le nombre de Reynolds par l'équation (5) dans l'équation du coefficient de traînée, et remplacer cette dernière dans l'équation (4) pour obtenir une équation simplifiée pour V_p .

Par la suite, il faut calculer cette vitesse pour chaque diamètre de grain et par la même occasion calculer la porosité en expansion avec l'équation (2)

Finalement, la hauteur du média en expansion peut être déterminée avec l'équation (3)

Une vérification de la valeur du nombre de Reynolds doit être effectuée afin de s'assurer que le coefficient de traînée a été calculé avec la bonne équation. Pour ce faire, la vitesse de chute du plus gros grain est utilisée dans l'équation (5). Dans un filtre multimédia, il est nécessaire d'effectuer ces calculs séparément pour chaque média et ensuite d'additionner les hauteurs de médias en expansion pour calculer l'expansion totale du lit, qui est habituellement de l'ordre de 40 à 60%.

b- Autre méthodologie à suivre pour déterminer les conditions de rétrolavage :

- Déterminer la vitesse de sédimentation du média filtrant. Celle-ci peut être calculée avec la relation simplifiée de Haider et Levenspiel valable en régime laminaire et turbulent si le facteur de forme des grains est compris entre (0.5 et 1) :

$$U_t = U_t^* \left(\frac{\rho_L^2}{\mu_L (\rho_p - \rho_L) g} \right)^{-\frac{1}{3}}$$

Avec :

$$U_t^* = \left(\frac{18}{d_p^{*2}} + \frac{2.335 - 1.744\Phi}{d_p^{*0.5}} \right)^{-1}$$

$$d_p^* = G_a^{\frac{1}{3}}$$

$$G_a = \frac{d_p^3 \rho_L (\rho_p - \rho_L) g}{\mu_L^2}$$

- Déterminer le débit d'eau et d'air de lavage sachant que la vitesse ascendante de l'eau doit être égale à approximativement 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant (Hubert Cabana, 2013) :

$$Q = 0.1 U_t * S_{lit}$$

- Déterminer la perte de charge engendrée par le média filtrant. Celle-ci est égale à la masse de média présent dans le lit :

$$\Delta P = L g (1 - e_{lit}) (\rho_p - \rho_L)$$

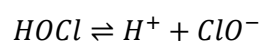
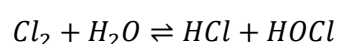
- Fixer la durée et la fréquence des phases de rétrolavage en fonction de la qualité de l'eau à traiter
- Déterminer le volume d'eau nécessaire à la phase de rétrolavage :

$$V = Q_{eau} * t_{rétrolavage}$$

IV.2.3- Le Poste de désinfection

Le but dans cette étape est de tuer les organismes pathogènes. Le chlore et ses dérivés peuvent faire cette fonction à condition d'assurer un temps de contact suffisant. Cependant, aux doses habituelles il demeure inefficace contre les kystes amibiens et les œufs de certains parasites intestinaux. Il a également plusieurs rôles, secondaires mais importants : oxydation du fer, du manganèse et du sulfure d'hydrogène ; destruction de certains composés engendrant des goûts et des odeurs désagréables ; protection contre les algues et les boues.

L'action du chlore est fonction du pH de l'eau avec laquelle il est en contact : lorsque l'on introduit du chlore dans l'eau, que ce soit du chlore gazeux (Cl_2), de l'eau de Javel ou de l'hypochlorite de calcium, deux acides se forment, l'acide chlorhydrique (HCl) et l'acide hypochloreux ou chlore actif ($HOCl$) ; ce dernier se décomposant en ions H^+ et ClO^- (ion hypochlorite).



L' $HOCl$ est un bactéricide puissant. La membrane cytoplasmique le laisse donc passer en même temps que l'eau, contrairement au ClO^- qui ne pénètre pas du fait de sa charge négative. A l'intérieur de la cellule, l' $HOCl$ bloque toute activité enzymatique, entraînant ainsi la mort de la cellule.

Suivant les formes qu'il adopte, le chlore est plus ou moins actif : une concentration de 1 / 10 de chlore actif ($HOCl$) permettra de détruire 99 % des bactéries témoins telles que *Escherichia coli* en moins de 2 minutes de temps de contact, alors qu'un temps de contact de 100 minutes sera nécessaire en présence de ClO^- , et de 450 minutes en présence de chlore combiné pour des concentrations équivalentes (l'acide hypochloreux à une activité 100 fois supérieure à celle de l'ion hypochlorique et 450 fois supérieure à celle du chlore combiné).

IV.2.3.1- Les paramètres intervenant dans la désinfection au Chlore

Quatre paramètres interviennent, le pH, la dose de chlore et le temps de contact, la qualité de l'eau, la température.

a- Le pH

C'est un paramètre clé de la désinfection, qui traduit l'équilibre acide-base : $HOCl$ est en équilibre avec H^+ et ClO^- .

Suivant le pH nous aurons donc plus ou moins de chlore actif :

- si le pH est acide, nous aurons 100 % de chlore actif ($HOCl$) ;
- si le pH est basique, nous aurons peu d ' $HOCl$ (par exemple à $pH = 9$, 10% d' $HOCl$, 90 % de ClO^-).

Ceci influe directement sur la dose à appliquer qui devra être plus forte en pH basique.

b- La dose de chlore et le temps de contact

La variation du temps de contact nécessaire permet de jouer sur cette dose requise : pour un pH donné, si on augmente la dose de chlore, on pourra diminuer le temps de contact, par contre si on diminue la dose, il faudra augmenter le temps de contact.

De même le temps de contact est fonction du pH :

Tableau 12 : Dose de chlore pendant la désinfection en fonction du ph

pH	Concentration en chlore	Temps de contact
7.5	0. à 0.5	20 à 40 minutes
8-8.5	0.3 à 0.5	40 à 60 minutes
Source : Cours Station et Traitement d'Eau Potable, 5 ^{ème} année		

Rappel :

1° chlorométrique = 3.17g de chlore actif par litre (donc: eau de javel 47° →

150g Cl; eau de javel 12° → 36g Cl

c- La qualité de l'eau

La présence de matières en suspension inhibe l'action du chlore en diminuant la quantité de chlore libre disponible et en favorisant la protection des bactéries.

d- La température

La rapidité de l'effet bactéricide du chlore est proportionnelle à la température de l'eau ; par conséquent cette stérilisation est plus efficace dans des eaux de température élevée. En revanche, le chlore est plus stable dans l'eau froide, donc subsiste plus longtemps, ce qui compense dans une certaine mesure la lenteur de la réaction.

Le chlore a, en plus de son pouvoir bactéricide, une action oxydante et réagit avec les réducteurs (azote ammoniacal, acides humiques...).

En faible concentration, le chlore ne présente apparemment pas de danger d'ingestion, car il est neutralisé par la salive. Toutefois l'OMS recommande de ne jamais dépasser une concentration de 5 mg/l .

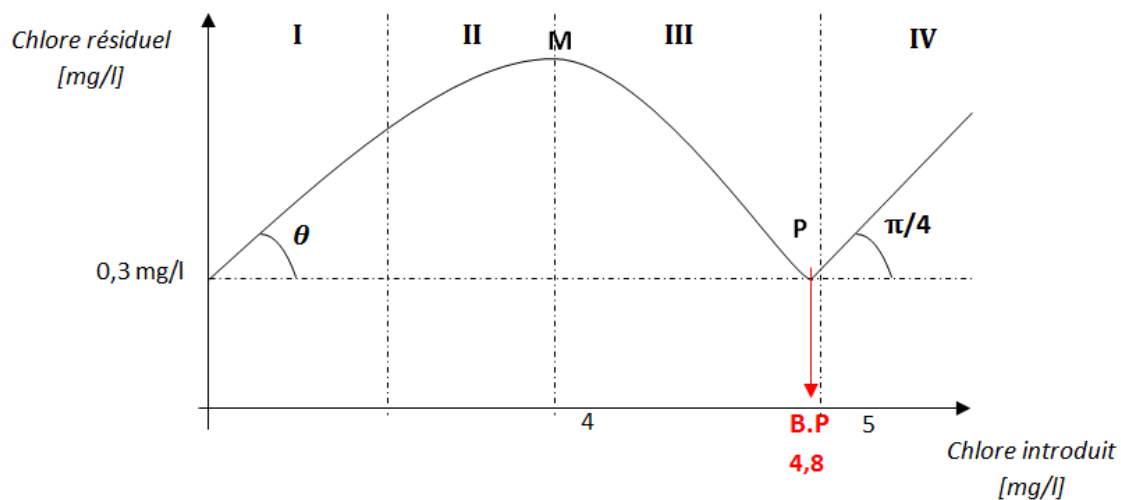
Pour ajuster la quantité de chlore nécessaire et éviter la formation de chloramine, il faut déterminer le point d'inversion (= point critique ou "break point") marquant la fin de la formation des chloramines (odorantes et peu désinfectantes) et leur destruction ; à partir de ce point, le chlore que l'on ajoute se retrouve sous forme libre, on a alors une action désinfectante. Afin d'éviter de se trouver en deçà de ce point, il est indispensable de mesurer le pH, le chlore libre et le chlore combiné.

Points clés	<ul style="list-style-type: none">• le chlore est un bactéricide à pouvoir rémanent• la forme active est l'acide hypochloreux• l'action du chlore est fonction du pH, la dose et du temps de contact, de la qualité de l'eau et de la température• il est très important d'ajuster la dose (ni trop, ni trop peu)
-------------	--

IV.2.3.2- Le break point

Le phénomène de Break point se produit lorsque l'eau contient des matières organiques ou de l'ammonium. Le chlore introduit réagit en priorité avec ces composés pour former des chloramines qui ont un effet bactéricide très inférieur au chlore sous forme $HClO$. Or les réactifs utilisés pour mesurer le chlore résiduel réagissent également au mono et dichloramine, mais pas au tri. La courbe d'absorption du chlore passera par les points suivants : jusqu'à la formation de Mono (point M) puis dichloramine, le chlore mesuré augmente mais pas son pouvoir bactéricide, entre M et P, formation de trichloramine qui ne réagissent pas, à partir de P (Break Point) le chlore résiduel augmente au fur et à mesure de l'introduction et principalement sous forme de chlore libre (bactéricide). Sans détermination du Break point, on risque une désinfection incomplète alors que les mesures de chlore résiduel sont positives.

Figure 5 : Illustration de l'apparition du BP



- **Phase I** : Demande immédiate en chlore ;
- **Phase II** : Formation de chloramine :
 - $NH_3 + Cl_2 \longrightarrow NH_2Cl + HCl$ (mono-chloramine) ;
 - $NH_2Cl + Cl_2 \longrightarrow NHCl_2 + HCl$ (dichloramine) ;
 - $NHCl_2 + Cl_2 \longrightarrow NCl_3 + HCl$ (trichloramine).
- **Phase III** : Destruction du chloramine : $2 NCl_3 + 3 Cl_2 \rightarrow N_2 + 6 Cl_2$ ↗

Pour détruire les matières organiques, on ajoute sous forme de chlore (ou autres), une dose de chlore (ou autres), voisine de celle déterminée par le break-point. L'opération devrait se faire au niveau du système de captage. Le chlore total peut se présenter sous forme de chlore libre ou de chlore combiné.

Si par exemple une eau présente une mauvaise odeur, cela pourrait dire que la destruction du chloramine se fait durant le trajet jusqu'au robinet donc, le N_2 se fait sentir.

IV.2.3.3- Qualité de l'eau à chlorée

Recommandations OMS :

- pas d'*Escherichia coli* ni de coliforme totaux par 100ml d'eau potable
- conditions normales de chloration (permettant un abaissement de 99% de la concentration en bactéries telles qu'*Escherichia Coli*) :
 - quantité de chlore résiduel supérieur à 0.5
 - temps de contact de 30 minutes
 - pH inférieur à 8
 - turbidité inférieur à 1NTU

(Les kystes de protozoaires parasites ne sont pas pris en compte dans cette recommandation)

- les procédés de désinfection ne sont pas capables de détruire les germes pathogènes et les bactéries d'origine fécale quand la turbidité est supérieure à 5 UNT. L'OMS recommande qu'avant tout traitement, la turbidité moyenne de l'eau soit de 1 UNT, pouvant occasionnellement dépasser cette valeur sans jamais atteindre 5 UNT.

Les recommandations de l'OMS sont uniquement des guides pour indiquer ce vers quoi l'on doit tendre, mais absolument pas des normes. Les normes nationales doivent, tenir compte de considérations sociales, culturelles et économiques de chaque pays ; l'objectif final étant de parvenir à la définition de filières de traitement, tenant compte préalablement de la protection de la ressource. Actuellement, tous les pays se sont cependant accordés à suivre les normes OMS en matière de bactériologie.

IV.2.3.4- Le système de Production Autonome de Chlore utilisé en vue de la désinfection de l'eau

Le système d'électrolyse des unités PAC produit une solution d'hypochlorite de sodium (eau de javel) faiblement concentrée au départ d'une solution d'eau salée, par le biais d'une électrode et d'un courant électrique. Ce courant est généré par le(s) panneau(x) solaire(s) bien exposé(s). L'installation est alors autonome et participe à la préservation des ressources naturelles par la valorisation d'une énergie renouvelable. Le système PAC constitue une alternative idéale aux systèmes classiques qui utilisent des pastilles impliquant des problèmes logistiques et/ou financiers pour les communautés. Le désinfectant est fabriqué sur place et seul du sel de cuisine ($NaCl$) est nécessaire.

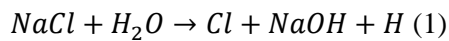
Figure 6 : Illustration d'un modèle d'unité de PAC



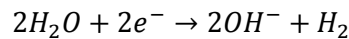
a- La production du Chlore actif

Pour l'électrolyse, 750g de sel de cuisine sont placés dans un fût de 30l d'eau pour obtenir une saumure d'une concentration de 25g/l.

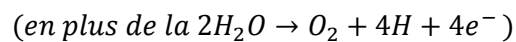
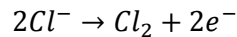
Le courant généré par les électrodes immergées dans la saumure provoque la formation de chlore actif sous forme d'hypochlorite de sodium, selon la réaction suivante :



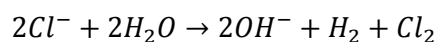
A la cathode se déroule la réduction de l'eau :



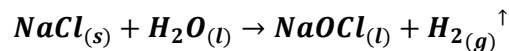
A l'anode se déroule l'oxydation des ions chlorures :



L'équation globale correspondante est :



L'équation (1) devient alors :



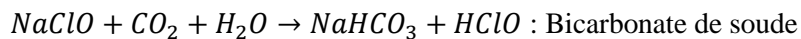
Au cours de la réaction, l'hydrogène gazeux produit participe à la circulation de la saumure dans la tourie.

$NaOCl_{(l)}$ = hypochlorite de Sodium. Ou l'eau de Javel

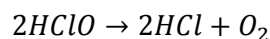
Précaution avec l'hypochlorite de Sodium

En remarque qu'en abandonnant le $NaOCl$ à l'air, il se décompose à la suite de plusieurs phénomènes simultanés :

- Il réagit avec le gaz carbonique contenu dans l'air



- Ainsi qu'à la lumière et se décompose selon la réaction suivante :



Et le HCl formé est neutralisé par l'hydroxyde de sodium en solution, ce qui reforme alors du Sel et de l'eau.

b- Principe générale de fonctionnement

Le système PAC est un **instrument mobile de production de désinfectant** qui s'installe en quelques heures afin de prévenir ou de lutter contre l'extension de maladies hydriques.

Il est **énergétiquement autonome**. Le système comprend un **panneau solaire** permettant de produire l'hypochlorite de sodium (chlore) sans recourir à l'énergie électrique extérieure, souvent absente en milieu rural à Madagascar.

c- Les valeurs à vérifiées pour la désinfection au chlore

La potabilité de l'eau est contrôlable à l'aide des deux paramètres suivants:

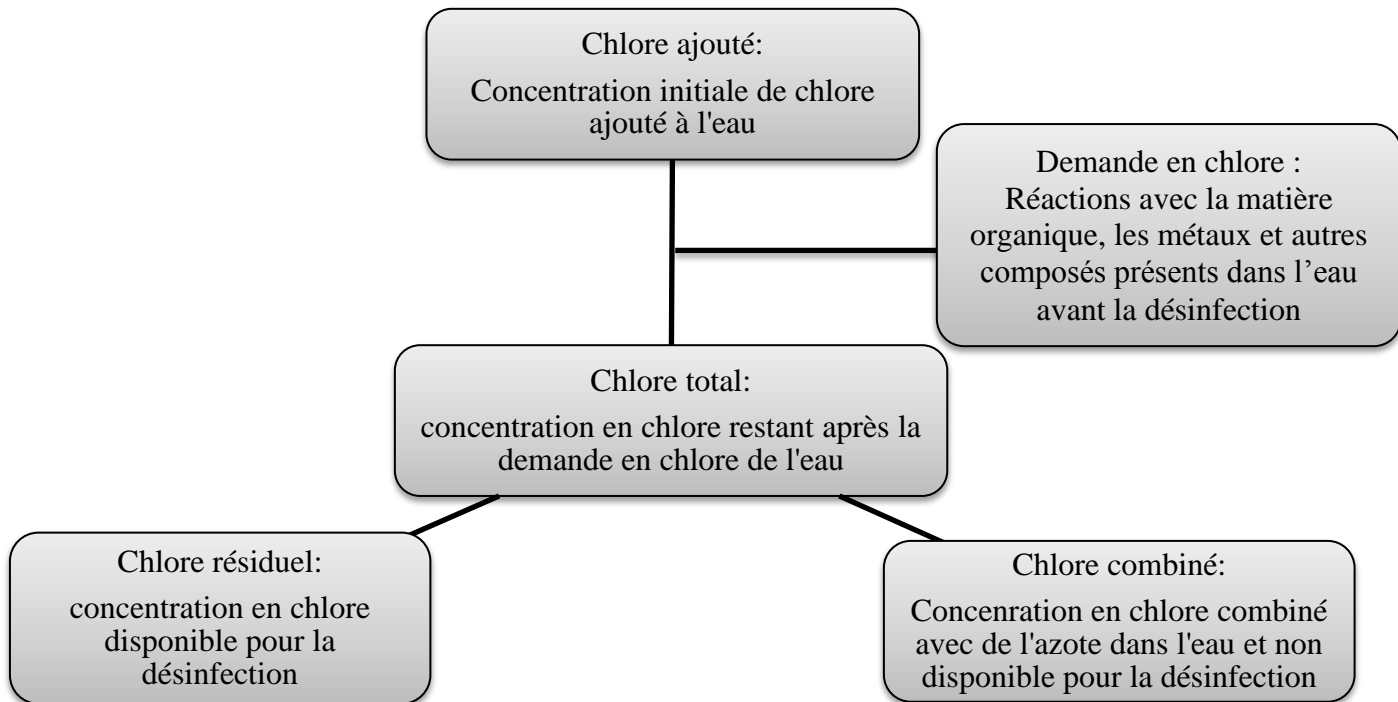
➤ **Taux de chloration :**

Quantité de chlore actif injectée par volume d'eau brute au niveau du chlorateur pour assurer une chloration suffisante.

➤ **Chlore résiduel:**

Quantité de chlore actif restant dans l'eau au moment de la distribution. Ce paramètre mesuré par colorimétrie, associé au temps de contact, est universellement utilisé pour déterminer si une eau est potable ou non d'un point de vue bactériologique. Si lors du test, la résiduelle en chlore est positive, cela signifie que l'eau est potable et qu'il n'y a plus de bactéries.

Figure 7 : Résumé schématique de la chloration :



**PARTIE II : CONCEPTIONS DES POSTES DE
TRAITEMENT D'EAU POUR LES CAS
D'ANTANINANDRO-ANJIRO ET DE MIAKADAZA**

CHAPITRE V : ETUDE DU CAS D'ANJIRO**V.1- Présentation générale du système et du village****V.1.1- Localisation et délimitation géographique**

La commune rurale de Sabotsy-Anjiro est traversée par la route nationale n°2. Le chef-lieu se trouve au PK 70 à l'Est de la capitale. La commune rurale de Sabotsy-Anjiro est délimitée par les communes rurales suivantes :

- Au Nord, la commune rurale de Belavabary ;
- Au Sud, la commune rurale de Vodiriana ;
- A l'Est, la commune rurale d'Anosibe-Ifody ;
- A l'Ouest, la commune rurale d'Ambatolaona

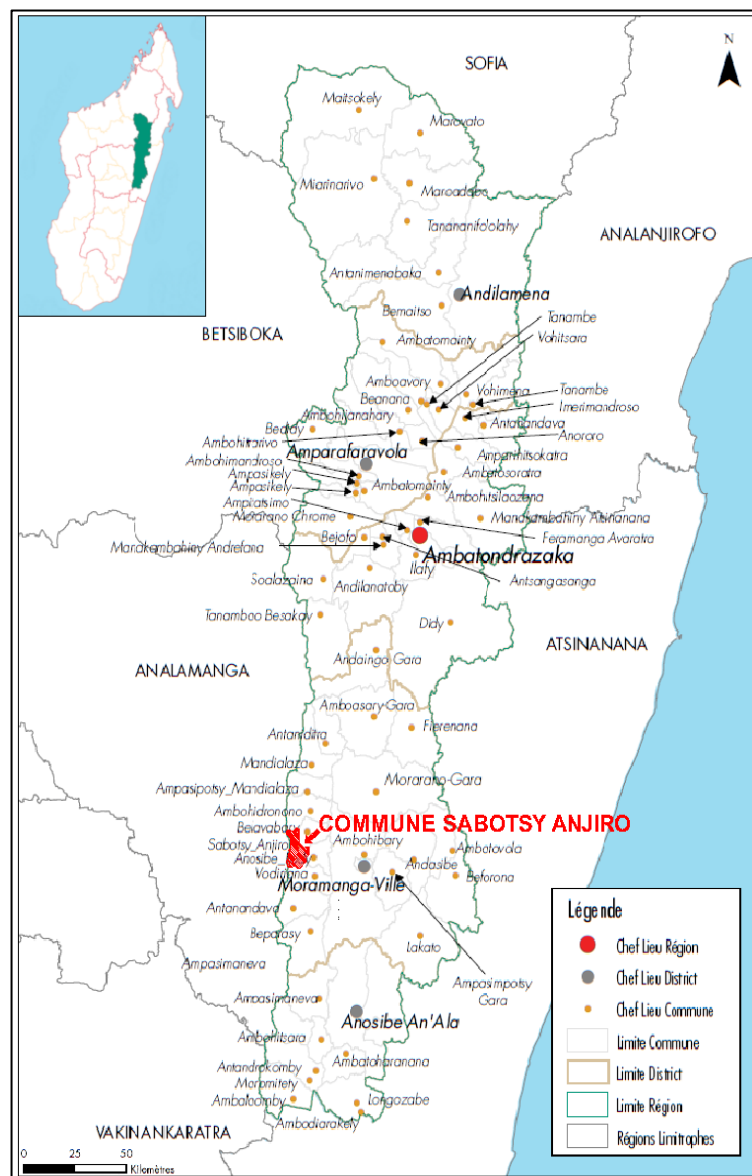


Figure 8 : Localisation de la Commune Sabotsy Anjiro

Le village d'Antaninandro se trouve dans la commune de Sabotsy Anjiro à 12 Km du chef-lieu de la commune, dans le district de Moramanga. Se trouvant 18°51'00.83''S et 47°58'11.76''E, une petite route secondaire à partir du chef-lieu de la commune y mène. Celle-ci est assez vétuste, particulièrement les ouvrages de franchissements en bois d'où la zone à desservir reste inaccessible en voiture

Il a été choisi comme site pilote du projet qui se base sur la mise en place d'une unité de traitement composée de filtre à sable et d'une électrochloration, en captant en amont une eau de surface à l'aide d'une pompe bélière.

Figure 9 : Localisation du village d'Antaninandro



V.1.1.1- Condition climatique de la commune

La pluviométrie se présente comme suit d'après les données de la station du bac d'Ambodimanga :

Tableau 13 : Pluviométrie de Sabotsy-Anjiro (1963 à 1975)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	245	233	216	146	107	100	104	140	94,4	41,9	85,2	115

Source : Fleuves et rivières de Madagascar

P : précipitation en millimètre

La pluviosité totale de l'ensemble de la commune atteint 1627,5mm par an.

V.1.1.2- Caractère topographique

Le relief est généralement dominé par des montagnes ainsi que des collines sillonnées par des grandes vallées. La majeure partie du sol est enveloppée de couverture végétale notamment les eucalyptus, les bananiers, les pins,

V.1.1.3- Aspects sociaux du village

a- Enseignement

Pour l'instant, le village d'Andriamamovoka ne possède ni d'école primaire ni d'école secondaire.

b- Electricité

Le village d'Antaninandro est encore très isolé et l'accessibilité à l'électricité reste un gros problème. Pour y remédier, les gens ont recours à l'utilisation des panneaux solaires. Mais peu de gens peuvent se le permettre.

V.2- Etude démographiques et adéquation ressource-besoin

Le village d'Antaninandro Anjira comporte 93 habitants dont la majorité de celles-ci sont encore des enfants de 1 à 13 ans. Le niveau de vie de la population est très basse dont les principales activités sont : l'agriculture et l'élevage et quelque fois des petits commerces, principalement la production du rhum local.

V.2.1- Prévisions démographiques

La population théorique desservie correspond à la durée de service théorique.

Ainsi avec un taux d'accroissement aux alentours de 3% (cas général de Madagascar), on peut déduire le nombre de cette population dans les 15 années à venir en tenant compte aussi des facteurs socio-économique tels que migrations, planning familial,...

Avec ce taux annuel d'accroissement de la population, on pourra ainsi calculer la population bénéficiaire.

Cela veut dire alors qu'en espace de 15ans, la population a des chances d'atteindre de :

$$N = N_0 (1 + P)^n$$

Avec :

N : Nombre de population dans l'avenir

N_0 : Population de base ou population actuelle

P : Taux d'accroissement de la population

n : Nombre d'année ou durée de vie du projet

$N_0 = 93$ Alors, la population dans les 15 années à venir est de 145 personnes.

V.2.2- Besoins en eaux

Les besoins en eau varient selon, la population, condition socio-économique, plan d'assainissement,... Mais en général, les villages isolés de Madagascar n'ont pas accès à des CSB, écoles, église, bloc sanitaire,... Du coup, seul, les besoins en eau destinés directement à la population seront calculés ci-dessous.

Dans le cadre du projet d'alimentation en eau potable en milieu rural, il est toujours nécessaire d'évaluer les besoins en eau suivant les données de base admises à Madagascar qui sont conseillées par l'OMS.

Pour ce qui est de Wateraid Madagascar et ses partenaires techniques, ils adoptent une demande en eau de 25l/hab/jours en milieu rural.

Ce qui nous donne alors la demande en eau journalière de :

$$145 \text{ (hab)} * 25 \text{ (l/hab/j)} = 3625 \text{ l/j} = 3.62 \text{ m}^3/\text{j}$$

La demande en eau horaire théorique est estimée à 20% de la demande journalière, c'est-à-dire soit alors **6l/j/hab**. Cette valeur est importante en ce qui concerne la détermination des postes de traitements ainsi que du réservoir d'eau traitée. La demande en eau horaire peut être calculée comme suit :

$$145 \text{ (hab)} * 6 \text{ (l/h/hab)} = 0.87 \text{ m}^3/\text{h}$$

Une fois établie la demande d'eau théorique, il faut préciser davantage la disposition du réseau d'alimentation en eau. Il y a lieu de choisir une source convenable d'eau brute et le mode de captage approprié et des méthodes de traitement appropriées, conformément au code de l'eau Malagasy et les cadres réglementaire.

V.2.3- Ressource en eau

Pour le projet avec les étudiants de Louvain, on a surtout cherché des chutes d'eau afin de pouvoir mettre en place un béliet hydraulique.

Trois types de ressources ont été inventoriées et il s'agit tous d'eaux de surface.

- La rivière provenant de la chute d'Andrinabe ;
- Une source près du village ;
- Une eau de ruissellement.

Tableau 14 : Avantages et inconvénients des ressources en eau de surfaces existantes à Antaninandro Anjiro

Ressource en eau	Avantages	Inconvénients
La rivière	Importance du débit tout au long de l'année	Pas assez de dénivellation pour la pompe béliet Très éloignée du village et nécessite des traitements plus poussés (mauvaise qualité)
La source	Bonne qualité (nécessite tout simplement une désinfection)	Faible débit Eloignée du village Pas assez de dénivellation et de débit pour la pompe béliet
L'eau de ruissellement	La dénivellation est parfaite Débit suffisant et elle se trouve à proximité du village à desservir	Nécessite des traitements (mauvaise qualité) Facilement atteint par la pollution en amont.

V.2.3.1- Les solutions proposées pour le village en fonction de la ressource en eau utilisée

Les variantes possibles pour l'AEP du village se résumeront alors pour les choix suivant :

a- Variante n°1 : L'eau de la rivière

Avec cette variante, l'alimentation en eau potable du village est assurée par la rivière. Une pompe béliet sera installée pour remonter l'eau vers un réservoir placé dans le village. Mais on n'utilisera pas pour cette variante la partie tous près, il faut aller en amont de la rivière afin d'avoir des chutes naturelles pour éviter d'en créer. Donc, nécessitera un petit captage et un chenal pour emmener l'eau dans la conduite d'amenée.

Par ailleurs, compte tenu de la qualité de l'eau mobilisée, il faudra mettre après le pompage des traitements de clarification et de désinfection.

b- Variante n°2 : L'eau de ruissellement

Cette variante propose de mettre en place une prise constituée d'un régulateur de débit avec un chenal menant vers un bassin de retenue où il y aura la pompe béliet et un tuyau de refoulement vers le réservoir au village.

Cette variante nécessitera aussi des traitements de clarification et de désinfection.

Tableau 15 : Différences et Ressemblances des deux variantes proposées :

Désignation	Caractéristiques	
	Variante n°1	Variante n°2
Système de captage	Ouvrage de captage	Prise Régulateur de débit
Système de relevage	Pompage par une pompe bélief	Pompage par une pompe bélief
Station de traitement	Décantation Filtration Désinfection	Filtration Désinfection
Réservoir, Distribution	Citerne verticale 200L	Citerne verticale 200L

V.2.4- Description détaillée de la solution retenue

Finalement, le système a utilisé le petit ruisseau (eau de ruissellement) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Coordonnées géographiques

Elle se trouve dans 18°51'104" S et 47°58'290" E; d'altitude 940m

- Débit

Le débit de la source est de 1,18l/s

L'eau de ruissellement à mobiliser, située à 100 m du village, constitue la ressource en eau pour la variante retenue pour l'adduction d'eau potable du village d'Antaninandro Andriamamovoka.

Elle présente une quantité suffisante pour pouvoir assurer les besoins en eau de la population du village en considérant le débit mesuré sur terrain mais en considérant la perte avec la pompe béliet, ce débit reste faible. De plus, sa qualité nécessite des traitements spécifiques pour que la potabilité soit assurée.

La pluviométrie moyenne annuelle est de 1627 mm. La pluie s'étale toute l'année.

Durant le mois d'Octobre, les pluies sont très rares. Par contre, la pluie tombe abondamment au mois de décembre, janvier, février et Mars.

Aucune donnée hydrologique ne nous a permis de calculer le débit selon les méthodes probabilistes et statistiques. Mais par confirmation des villageois, le débit est disponible toute l'année.

Tableau 16 : Besoin en eau du village d'Antaninandro dans le cadre de l'amélioration du système

Nom de la source:	ANTANINANDRO						
Débit:	1,18 l/s		DATE	juil-16			
Utilisateurs	Effectif actuel	Taux de croissance	Effectif projeté dans 15 ans	Ratio (l/unité/j)	Besoin en eau (l/j)	Débit moyen (l/s)	Débit de pointe (litre/seconde)
Antaninandro	93	0,03	145	25	3625	0,05	0,18

Soit un débit moyen horaire théorique estimé à 20% soit $Q_h = 0.87m^3/h$

V.3- Présentation générale du système

L'AEP dans le village d'Antaninandro Anjiro entre dans le cadre d'un projet initié par Ingénieurs-Sud en collaboration avec Wateraid Madagascar.

L'ensemble du système se résume à :

- Captage d'une eau de surface composé par une prise muni d'un ouvrage de régulateur de débit et d'un chenal menant vers un bassin de rétention

Photo 1 : Régulateur de débit en Béton



Photo 2 : Chenal menant vers le bassin



- Bassin de rétention

Photo 3 : Bassin de rétention

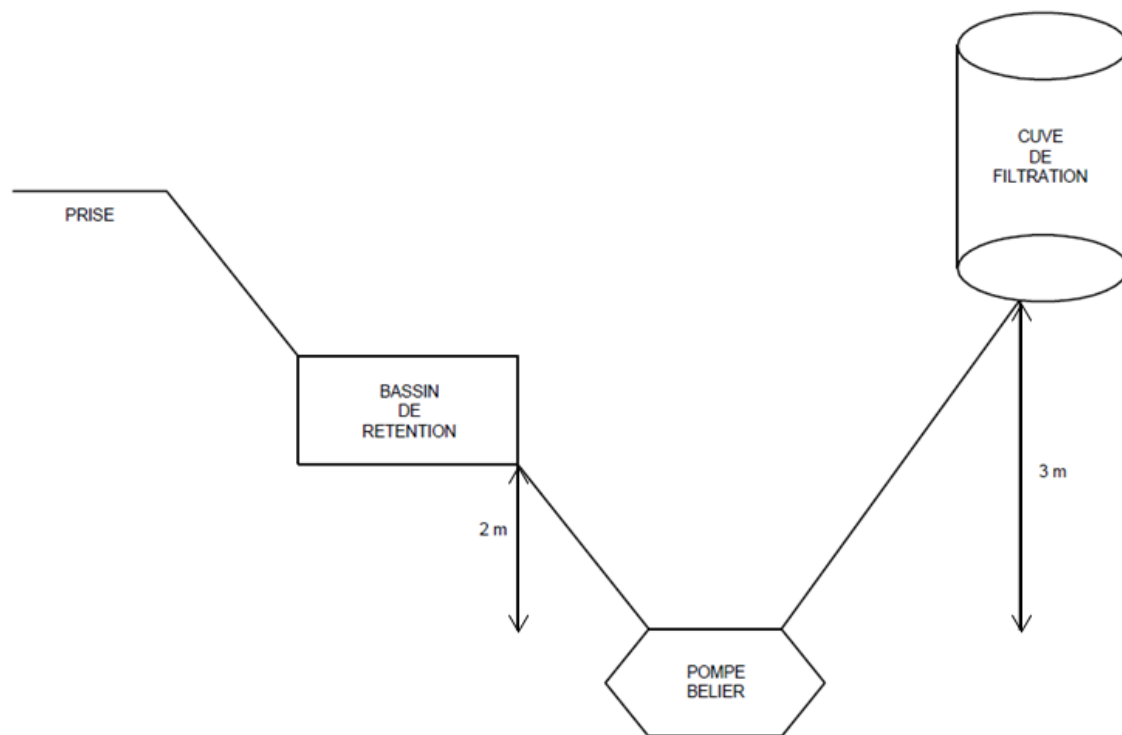


- Pompe béliet

Photo 4 : La pompe béliet d'Antaninandro Anjiro



- Conduite de refoulement
- Filtre à sable
- Réservoir d'eau filtrée
- Et un système d'électrochloration

Figure 10 : Schéma récapitulatif du système de production

V.3.1- Fonctionnement et Caractéristiques de la pompe

La pompe utilisée est de type béliet fonctionnant au phénomène du “coup de béliet”. Ce phénomène consiste en une augmentation importante et rapide de la pression au sein du liquide. Celle-ci est provoquée par un changement brusque de la vitesse du liquide et peut être occasionné par la fermeture d’une valve dans ces tuyaux comme c’est le cas dans notre pompe. La vitesse du liquide est créée grâce à une différence de hauteur entre l’entrée de la pompe et la source d’eau (bassin de rétention). La pompe fonctionne de manière autonome.

a- Composantes de la pompe

- Diamètre de la crépine : Ø40
- Conduite d’entrée d’eau Ø40:
- Chambre à air : Ø40
- Clapet de batterie « crépine »
- Tige fileté
- Un ressort
- Clapet anti-retour
- Ecrou + masse = 90 g

b- Fonctionnement de la pompe

- Mise en vitesse de l’eau dans la conduite d’amenée
- Fermeture de la soupape de choc
- Ouverture du clapet anti-retour

- Compression de l'air et refoulement vers la conduite de refoulement
- Fermeture du clapet anti-retour

Il faut noter que, la fréquence des coups de béliers peut être réglé en serrant ou en desserrant le vis sur la tige filetée.

Tableau 17 : Exemples des variations de la fréquence des coups de béliers

	Rapide	Lent
Nombre de coup de bélier	3	2
Temps en seconde	2	3
Débit refoulé	0,01029 l/s	0,00759 l/s

D'après ce tableau, il est donc préférable de régler la pompe à des fréquences assez rapide.

c- Caractéristiques de la pompe après mise en place

- Le débit entrant est de 0.56l/s (mesuré à partir d'un sseau de 10l avec : 1er essais rempli en 17 sec et 2èm essais en 18 sec)
- Donnant alors une vitesse dans la conduite de $V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,45 \text{ m/s}$
- Perte de charge totale entre le bassin et l'entrée de la pompe est de :

$$j = J * L$$

Avec

$$J = 8.3110^{-4} Q^{1.75} D^{-4.75}$$

j : Perte de charge linéaire par mètre de longueur

Q : débit à transiter dans le tronçon m^3/s

D : diamètre intérieure de la conduite (= 20 mm)

L : longueur de la conduite (= 100 m)

$$J = 8.31 \cdot 10^{-4} * (0.56 \cdot 10^{-3})^{1.75} * 0.020^{-4.75} = 1.99 \cdot 10^{-1}$$

$$j = 1.99 \cdot 10^{-1} * 100 = 19.91 \text{ m}$$

- Le débit sortant de la pompe est de 0.011l/s
- Ce qui nous donne un rendement de 2%

V.3.2- La filtration (filtre lent)

L'eau passe à travers le sable de haut en bas (filtre descendant). Les grandes particules en suspension se déposent dans les couches supérieures du sable. Les petites particules de sédiments organiques restées dans le filtre à sable sont consommées par des organismes microscopiques, y compris les bactéries et les protozoaires qui «collent» dans les couches de boue qui se forment autour des particules de sable.

V.3.2.1- Caractéristique du filtre

Le filtre à sable est composé de :

- 2 couches de sable de granulométrie allant de 0,30 à 0.60mm,
- Et de gravier de granulométrie (0.70 à 1mm) servant de drain occupant une hauteur de 0,04m

- L'eau surnageante pour permettre la formation du *biofilm* ainsi que pour assurer une pression de l'eau suffisante dans le filtre
- Le tuyau d'évacuation d'eau filtrée qui a pour rôle d'un siphon, afin de s'assurer que le filtre fonctionne en charge et de préserver le niveau d'eau surnageante au-dessus de la 1ère couche.

Photo 5 : Gravier et sable utilisés



V.3.2.2- Autres caractéristiques du filtre (calcul de la surface filtrante, vitesse de filtration, perte de charge dans le filtre en fonction des médias en place et ces hauteurs)

Données :

- $Q_{entrant\ filtre}(\text{débit à traiter}) = 0.011\ l/s$
- Hauteur de la couche filtrante (*sable + gravier + hauteur d'eau surnageante*) = 0.53m
- $Q_{sortant\ filtre} = 0.011\ l/s$

La surface filtrante est alors de :

$$S = 2\pi rh$$

Avec $D_{filtre} = 0.65m$

Alors $S = 0.66\ m^2$

La vitesse de filtration est donc :

$$v = \frac{Q}{S} = 0.060m/h < 0.1m/h \text{ (vitesse minimale d'un filtre lent)}$$

- La perte de charge dans le filtre

A 20°C : avec les caractéristiques du milieu filtrant (porosité 30% ; hauteur du lit filtrant 29cm ; facteur de forme 1.5 ; vitesse de filtration 0,06m/h)

$$\Delta H = 99,42\ Pa\ soit \approx 0.003\ bar$$

V.3.3- La désinfection

La désinfection utilisant le système de PAC a été mis en œuvre dans ce village.

En effet, nous savons utiliser 5ml de la saumure contenant bien sûr de chlore actif pour 20l d'eau filtrée. Le temps de contact est de 20 minutes.

V.4- Les analyses faites pour le système

Après la mise en place du système, Wateraid a fait faire des analyses sur les échantillons d'eau brute, d'eau filtrée et d'eau désinfectée au laboratoire de l'IPM.

Les détails et modes opératoires des analyses sont à voir dans ***l'annexe n°3***.

L'eau stérilisée comporte 2 résultats qui sont bactériologique et chimique, tandis que toutes les analyses physiques ont été faites sur terrain.

V.4.1- Résultat d'analyse

Les résultats d'analyses du 22/07/16 correspondent au premier fonctionnement du filtre, mais celui-ci n'a pas été capable de faire naître le biofilm. Tandis que ceux du 12/08/16 correspondent au fonctionnement d'un filtre lent sauf pour la vitesse de filtration. Cependant, on n'a pas pu obtenir les résultats de l'eau filtrée du 22/07/16.

Les résultats d'analyse du système faits au laboratoire de l'IPM sont résumés comme suit dans les tableaux suivants :

V.4.1.1- Eau brute d'Antaninandro Anjiro

Tableau 18 : Résultat d'analyse de l'eau brute d'Antaninandro Anjiro faite au laboratoire de l'IPM

22/07/16		12/08/16	
Bactéries coliformes	> 2400 (NPP/100ml)	Bactéries coliformes	> 2400 (NPP/100ml)
E. Coli	1300 (NPP/100ml)	E. Coli	150 (NPP/100ml)
Entérocoques intestinaux	460 (NPP/100ml)	Entérocoques intestinaux	260 (NPP/100ml)

➤ Analyse des paramètres physique (sur terrain)

- Température : 20.3°C
- Turbidité : 15NTU (juste en aval de la crépine, après passage dans le bassin de rétention)
- Conductivité : 45µs/cm
- pH : 7.85

V.4.1.2- Eau filtrée d'Antaninandro Anjiro

Tableau 19 : Résultat d'analyse de l'eau filtrée du 12/08/16 faite au laboratoire de l'IPM

Paramètre	Ech 104551	Unité	Critère	Méthode
Bactéries coliformes	5	NPP/100ml	0	ISO 9308-2
Escherichia coli	3	NPP/100ml	0	ISO 9308-2
Entérocoques intestinaux	< 1	NPP/100ml	0	IDX 33/03-10/13

A noter qu'à ce moment (prise d'échantillon) le filtre n'a fonctionné que 48 heures, et on était qu'au début de la formation du biofilm.

➤ Interprétation

En analysant les 2 résultats bactériologique, le filtre lent en place élimine les bactéries et Escherichia Coli à raison de +95%.

De ce fait, même avec ce type de filtre, la stérilisation de l'eau est encore nécessaire pour éliminer totalement *le reste* (5%) de ces bactéries. Le terme *désinfection de sécurité* est alors approprié pour cette dernière étape de traitement.

Eau Chlorée d'Antaninandro Anjiro

Tableau 20 : Résultats d'analyse bactériologique et chimique de l'eau désinfectée faite au laboratoire de l'IPM

Tableau 20-1 : Résultat Bactériologique

22/07/16		12/08/16	
Bactéries coliformes	< 1 (NPP/100ml)	Bactéries coliformes	< 1 (NPP/100ml)
E. Coli	< 1 (NPP/100ml)	E. Coli	< 1 (NPP/100ml)
Entérocoques intestinaux	< 1 (NPP/100ml)	Entérocoques intestinaux	< 1 (NPP/100ml)
Germes revivifiables à 22°C-68h	55 (n/ml)	Germes revivifiables à 22°C-68h	8 (n/ml)
Germes revivifiables à 36°C-44h	68 (n/ml)	Germes revivifiables à 36°C-44h	22 (n/ml)

Tableau 20-2 : Résultat Chimique

Paramètres	Ech 104553	Unité	Critère	Méthode
Aluminium	< 0.05	mg/l	< 0.2	Spectrométrie visible
Ammonium (en NH ₄)	< 0.0	mg/l en NH ₄	< 0.5	Spectrométrie visible
Cuivre total	< 0.05	mg/l	< 1	Spectrométrie visible
Fer (Fe)	0.05	mg/l	< 0.3	Spectrométrie visible
Fluorures (F)	0.7	mg/l	< 1.5	Spectrométrie visible
Manganèse (Mn)	< 0.05	mg/l	< 0.5	Spectrométrie visible
Nitrate (en NO ₃)	3.8	mg/l en NO ₃	< 50	Spectrométrie visible
Nitrite (en NO ₂)	< 0.05	mg/l en NO ₂	< 0.1	Spectrométrie visible
Zinc	< 0.05	mg/l	< 5	Spectrométrie visible
Azote total (en N)	0.8	mg/l	< 2	Calcul
Oxydabilité permanganate	2	mg/l	< 5	NF EN ISO 8467
Orthophosphates	< 0.05	mg/l en P ₂ O ₅	< 5	Spectrométrie visible

➤ Physiques

Les analyses des paramètres physiques ont été sur terrain en utilisant POTAKIT, et les résultats sont les suivant :

Eau chlorée :

- Température : 19.10°C
- Conductivité : 200µs/cm
- pH : 7.76
- chlores résiduel 0.20mg/l

NB : Les résultats publiés par l'IPM pour le système d'Antaninandro Anjiro sont à voir en *annexe 5-3/a, b et c*

V.5- Amélioration sur les dimensions des décanteurs et filtre (correction de la vitesse de filtration)

Bien que les résultats d'analyse au laboratoire de l'IPM s'avèrent efficaces, les ouvrages en place ne sont pas tout à fait bien dimensionner que ce soit le bassin de rétention (qui de plus est encore et sera sujette au risque d'érosion) qui joue à la fois le rôle d'un décanteur et de stockage d'eau ou le filtre avec sa vitesse trop faible.

Un redimensionnement de ces 2 ouvrages est donc nécessaire pour le bon fonctionnement du système d'Antaninandro Anjiro.

V.6- Bassin de rétention**V.6.1- Actuel**

Le bassin de rétention est actuellement en terre et qui n'était pas dimensionner de façon à satisfaire les besoins.

Photo 6 : Bassin de rétention en terre remplie d'eau



Le but ici est que ce bassin sert d'un bassin de décantation sans oublier de stocker l'eau brute nécessaire au bon fonctionnement de la pompe.

V.6.2- Dimensionnement de l'ouvrage à mettre (décanteur parfait)**V.6.2.1- Hypothèse de calcul**

Etant donné que notre projet se base sur l'AEP en milieu rural de Madagascar et ainsi une question technique, nous avons choisi un décanteur longitudinal qui demande peu de maintenance et peu de main d'œuvre qualifié et de ces faits, représente un faible coût de réalisation.

La forme correspondant à la meilleure hydraulique donne *un rapport de 1 pour 6 ou 1 pour 4* entre la largeur et la longueur de l'ouvrage de décantation. Il sera allongé autant que possible dans la limite de 80m et de profondeur comprise entre 1m et 2m pour assurer un écoulement laminaire stable en filets parallèles. Mais, il faut éviter le phénomène de fermentation qui nuirait au rendement du fait de la remontée des bouts déposés par la formation des bulles gazeuses.

NB : Cette méthode se base sur le calcul direct de la surface de décantation ainsi que la taille des particules à piéger sans tenir compte de la concentration en MES présente dans l'eau à traiter

Le but de l'étape de la décantation est de faire tomber au sol si possible les particules dont les diamètres ne demanderont pas une surface trop importante pour le dimensionnement.

Les calculs qui suivent reposent sur les hypothèses suivantes :

- Bassin de sédimentation naturelle sans floculant et se déversant dans une gravière. La forme sera rectangulaire (L : longueur, l : largeur, h : hauteur)
- La largeur du bassin sera prise égale à six (4 ou 6) fois de sa longueur
- On vise une décantation lente pour éliminer autant de particule en suspension

L'approche se base sur des théories de la sédimentation développées par Stokes, Newton, Hazen. Autrement dit, on détermine en fait, en fonction de la température et de la taille de la particule visée, la vitesse de chute de la particule dans l'eau. On en déduit alors la surface utile du bassin et ensuite L , l et h tout en connaissant le débit d'installation.

Le débit d'installation est de $0,87 \text{ m}^3/h$ dans ce premier cas de dimensionnement.

Le dimensionnement des bassins de sédimentation peut se faire à l'aide de la théorie du décanteur idéal. Les hypothèses suivantes sont préalablement admises :

- Les dispositifs d'admission et de la sortie assurent une équi-répartition.
- Le courant est dépourvu de turbulence (Régime d'écoulement laminaire).
- Les particules en suspension dans l'eau à l'arrivée sont uniformément réparties et obéissent aux lois de sédimentation décrites ci-dessus.
- Une particule est considérée comme étant retenue lorsqu'elle atteint le fond du bassin.

V.6.2.2- Données et notations

t_d = temps de décantation, temps mis pour toucher le sol (s)

t : Temps de séjour dans le décanteur (s)

v_f = vitesse de déplacement du fluide dans le décanteur (m/s)

v_L = vitesse limite de chute de la particule (m/s)

Q : débit à traiter (m^3/h)

l : Largeur du décanteur (m)

L : longueur du décanteur (m)

h : Hauteur (m)

S : aire au sol ($l.L$) (m^2)

A : section du décanteur ($l.h$) (m^2)

T_{eau} = variable

μ_{eau} = en fonction de la température

ρ_{eau} = en fonction de la température

ρ_p = en fonction de la particule

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Le décanteur doit être tel qu'au moins une particule de diamètre égal à 50 μm soient retenues. De plus une telle particule est retenue si : $t_d < t$

$$\text{Autrement dit : } \frac{H}{v_L} < \frac{L}{v_f} \leftrightarrow \frac{H}{v_L} < \frac{L.S}{Q}$$

On en déduit que la surface au sol minimale vaut :

$$S = \frac{Q}{v_L}$$

V.6.2.3- Détermination du régime d'écoulement en fonction du paramètre K pour le cas d'une particule de diamètre 20 μm de masse volumique 1700 Kg/m^3 (argile)

Tableau 21 : Résultat de calcul du paramètre K pour déterminer le régime d'écoulement

température (°C)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique Kg/m^3	Masse volumique de la particule kg/m^3	diamètre de la particule (m)	accélération de la pesanteur (m/s^2)	valeur de K
13	$1,210 \cdot 10^{-03}$	998,10	1700	$2,0 \cdot 10^{-05}$	9,81	0,335
14	$1,180 \cdot 10^{-03}$	997,80				0,341
15	$1,150 \cdot 10^{-03}$	997,60				0,346
16	$1,120 \cdot 10^{-03}$	997,70				0,353
17	$1,100 \cdot 10^{-03}$	997,30				0,357
18	$1,070 \cdot 10^{-03}$	996,80				0,364
19	$1,050 \cdot 10^{-03}$	996,60				0,368
20	$1,020 \cdot 10^{-03}$	996,30				0,375
21	$9,980 \cdot 10^{-04}$	996,00				0,381
22	$9,760 \cdot 10^{-04}$	995,80				0,387
23	$9,540 \cdot 10^{-04}$	995,50				0,393
24	$9,330 \cdot 10^{-04}$	995,30				0,398
25	$9,130 \cdot 10^{-04}$	995,00				0,404

Les valeurs de K pour chaque température ne dépassent pas la valeur limite ($k \leq 2.6$) on peut donc appliquer la **formule de Stocks** c'est-à-dire que le dimensionnement se fera donc en régime laminaire.

V.6.2.4- Détermination de la vitesse de chute des particules, surface au sol ainsi que la longueur et la largeur du décanteur en fonction de la température

Tableau 22 : Résultat des vitesses de chutes de la particule de diamètre 20 μ m et de masse volumique 1700 kg/m³ ainsi que la surface, la longueur et largeur correspondantes

température (°C)	Viscosité dynamique (Pa. s)	Masse volumique de l'eau kg/m ³	Masse volumique de la particule kg/m ³	diamètre de la particule (m)	accélération de la pesanteur (m/s ²)	Vitesse limite de chute (m/s)	surface au sol (m ²)	L = 4l	
								Largeur (m)	Longueur (m)
13	1,210 10 ⁻⁰³	998,1	1700	2,00 10 ⁻⁵	9,81	1,26 10 ⁻⁴	1,59	0,63	2,52
14	1,180 10 ⁻⁰³	997,8				1,30 10 ⁻⁴	1,55	0,62	2,49
15	1,150 10 ⁻⁰³	997,6				1,33 10 ⁻⁴	1,51	0,61	2,46
16	1,120 10 ⁻⁰³	997,7				1,37 10 ⁻⁴	1,47	0,61	2,43
17	1,100 10 ⁻⁰³	997,3				1,39 10 ⁻⁴	1,45	0,60	2,40
18	1,070 10 ⁻⁰³	996,8				1,43 10 ⁻⁴	1,40	0,59	2,37
19	1,050 10 ⁻⁰³	996,6				1,46 10 ⁻⁴	1,38	0,59	2,35
20	1,020 10⁻⁰³	996,3				1,50 10⁻⁴	1,34	0,58	2,31
21	9,980 10 ⁻⁰⁴	996				1,54 10 ⁻⁴	1,31	0,57	2,29
22	9,760 10 ⁻⁰⁴	995,8				1,57 10 ⁻⁴	1,28	0,57	2,26
23	9,540 10 ⁻⁰⁴	995,5				1,61 10 ⁻⁴	1,25	0,56	2,24
24	9,330 10 ⁻⁰⁴	995,3				1,65 10 ⁻⁴	1,22	0,55	2,21
25	9,130 10 ⁻⁰⁴	995				1,68 10 ⁻⁴	1,20	0,55	2,19

On peut prendre comme valeur de la surface $S = 2,00 \text{ m}^2$ comme surface au sol de décantation pour 20% du besoin journalière quel que soit la température de l'eau à traiter vu que celle-ci varie en fonction du temps (saison, ensoleillement,...) et qu'en général comprise entre 15 et 23°C (après plusieurs mesures sur terrain à Antaninandro Anjiro). A noter que ces mesures ont été faites pendant la période d'été. Toutefois, les résultats détaillés sont **annexes n° 8-9**

Le principe générale de notre bassin est de créer un volume d'eau homogène, calme adaptée à la vitesse horizontale qu'on vient de déterminer afin d'obtenir un dépôt régulier de particule.

En effet, si on crée des zones de dépôts préférentiel, on crée aussi un courant préférentiel (la section diminue et la vitesse augmente) et on diminue l'efficacité du bassin.

Aussi, la forme rectangulaire classique régulière semble alors bien adaptée et de plus elle facilite le curage, du fait de formes régulières.

V.6.2.5- Calcul de la longueur et de la largeur du décanteur et de la hauteur

Comme on a déjà expliqué précédemment que $L = 4l$, on peut donc déduire que

$$\text{Si } S = L * l = 4l^2$$

$$L = 2,84 \approx 2,90 \text{ m}$$

$$l = 0,71 \approx 0,70 \text{ m}$$

Or, l'efficacité d'un décanteur ne dépend pas de son profondeur, alors on peut fixer une hauteur de $H = 1\text{m}$.

V.6.2.6- Détermination de la vitesse de décantation limite ou vitesse critique ou charge hydraulique superficielle ou taux de débordement du bassin

D'où $v_c = 0,54 \text{ m/h} \in [0,2 ; 0,6] \text{ m/h}$ soit $1,67 \cdot 10^{-4}$ donc, c'est le cas des floes à décantation lente.

V.6.2.7- Vitesse horizontale du fluide dans le bassin

$$v_H = \frac{Q}{A} \text{ Et } v_H = 0.31 \text{ m/h}$$

V.6.2.8- Condition de remise en suspension

$$v_{H,l} = \left[\frac{8\beta g d(s-1)}{f} \right]^{1/2}$$

- $v_{H,l}$: en mm/s est la vitesse limite qui remet les particules en suspensions
- β est une constante égale à 0.04 pour le sable
- f : facteur de friction égale à 0.03 pour le béton
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- s est la densité de la particule à retenir

Tableau 23 : Résultat de la condition de remise en suspension d'une particule de 20 μm de masse volumique 1700 kg/m^3

température (°C)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique de l'eau kg/m^3	Masse volumique de la particule kg/m^3	diamètre de la particule (m)	accélération de la pesanteur (m/s^2)	β	f	condition de remise en suspension des particules (m/s)
13	$1,210 \cdot 10^{-03}$	998,1	1700	$1,50 \cdot 10^{-5}$	9,81	0,04	0,03	0,04
14	$1,180 \cdot 10^{-03}$	997,8						0,04
15	$1,150 \cdot 10^{-03}$	997,6						0,04
16	$1,120 \cdot 10^{-03}$	997,7						0,04
17	$1,100 \cdot 10^{-03}$	997,3						0,04
18	$1,070 \cdot 10^{-03}$	996,8						0,04
19	$1,050 \cdot 10^{-03}$	996,6						0,04
20	$1,020 \cdot 10^{-03}$	996,3						0,04
21	$9,980 \cdot 10^{-04}$	996						0,04
22	$9,760 \cdot 10^{-04}$	995,8						0,04
23	$9,540 \cdot 10^{-04}$	995,5						0,04
24	$9,330 \cdot 10^{-04}$	995,3						0,04
25	$9,130 \cdot 10^{-04}$	995						0,04

Une vérification de la vitesse horizontale du fluide est donc nécessaire après des phénomènes naturels (fortes pluies,...) qui sont susceptibles d'amener des modifications en amont du décanteur et qui influent ensuite à la vitesse de l'eau dans celui-ci.

V.6.2.9- Dimensionnement du Génie Civil

Le bassin sera construit en Béton Armé dosé à 350 Kg/m^3 d'épaisseur 0.15m dont les dimensions caractéristiques sont déjà énumérées de **6.2.3** à **6.2.8**. On trouve les détails *en annexe 8 et 9*.

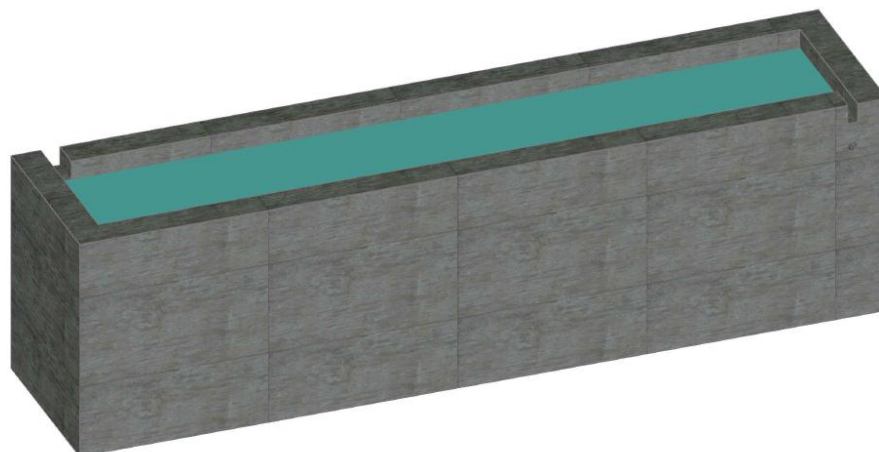
L'entrée de l'eau brute se situe à 1m de hauteur, tandis que le niveau de la crépine est à 0,8m du côté opposé à l'entrée d'eau brute.

Le raclage des boues se fera manuellement pour limiter le coût de réalisation et de l'entretien du décanteur.

Le décanteur va supporter largement la pression de l'eau, donc les armatures à mettre en place seront à titre de sécurité.

➤ Forme du décanteur

Figure 11 : Vue en perspective du décanteur envisagé



V.6.3- La filtration

Au niveau de la filtration, la vitesse de filtration n'est pas suffisante. Celle-ci est due au manque de débit provenant de la pompe. En fait, la modification de la géométrie du filtre n'est pas nécessaire mais la mise en place d'une autre pompe de même caractéristiques que celle déjà en place est une solution pour régler cette vitesse de filtration.

Le débit alimentant le filtre devient donc ainsi égale à 0,022l/s.

La vitesse de filtration sera donc de :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0.0792(m^3/h)}{0.66 m^2} = 0.12m/h \in \llbracket 0.1; 0.2(m/h) \rrbracket \text{ (caractéristique d'un filtre lent)}$$

La perte de charge dans le filtre (porosité 30% ; hauteur du lit filtrant 29cm ; facteur de forme 2,5 ; vitesse de filtration 0,1 m/h) sera donc de :

Tableau 24 : Résultat de la perte de charge calculée à partir de la relation d'Ergun pour le système d'Antaninandro Anjiro avec $v=0,1$ m/h

Perte de charge par la relation d'Ergun										
température (°C)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique de l'eau (Kg/m ³)	diamètre effective (m)	vitesse de filtration (m/s)	facteur de forme du sable	porosité du média	épaisseur du média (m)	perte de charge par mètre de colonne d'eau ($\Delta H/L$)	ΔH (Pa)	ΔH (bar)
13	$1,21 \cdot 10^{-3}$	998,1	$3,00 \cdot 10^{-4}$	$2,78 \cdot 10^{-5}$	1,5	0,3	0,29	677,833	196,57	0,007
14	$1,18 \cdot 10^{-3}$	997,8						661,029	191,70	0,007
15	$1,15 \cdot 10^{-3}$	997,6						644,225	186,83	0,006
16	$1,12 \cdot 10^{-3}$	997,7						627,421	181,95	0,006
17	$1,10 \cdot 10^{-3}$	997,3						616,218	178,70	0,006
18	$1,07 \cdot 10^{-3}$	996,8						599,415	173,83	0,006
19	$1,05 \cdot 10^{-3}$	996,6						588,212	170,58	0,006
20	$1,02 \cdot 10^{-3}$	996,3						571,408	165,71	0,006
21	$9,98 \cdot 10^{-4}$	996						559,085	162,13	0,006
22	$9,76 \cdot 10^{-4}$	995,8						546,762	158,56	0,005
23	$9,54 \cdot 10^{-4}$	995,5						534,440	154,99	0,005
24	$9,33 \cdot 10^{-4}$	995,3						522,677	151,58	0,005
25	$9,13 \cdot 10^{-4}$	995						511,474	148,33	0,005

Ce tableau donne la perte de charge dans le filtre qui sera de 0.006 bar. Sachant qu'1 bar correspond à une pression de 10m de colonne d'eau, cette perte de charge sera alors compensée par une hauteur d'eau de 6cm au-dessus du lit de sable. Ce qui est déjà suffisante vue que celle-ci est de 30cm.

V.7- Etude économique du système**V.7.1- L'ouvrage de décantation et de désinfection**

Le coût total pour la réalisation du bassin sera porté dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Devis estimatif du décanteur

N°	Désignation	Unité	Qté	PU (Ar)	Montant/Qté (Ar)
1	Terrassement et accessoires	fft	1	100 000	100 00
2	Décanteur	U	1	642 215,86	642 215,86
3	Armatures	U	1	251 148,70	251 148,70

Le coût pour les armatures a été minimisé vue que le décanteur n'aura pas besoin des armatures mais pour plus sécurité, on optera un bassin en BA avec $20\text{kg}/\text{m}^3$ de béton.

V.7.2- Le poste de désinfection

Il sera dimensionner par le débit de pointe qui est de : 0,18 l/s et avec un nombre d'habitant de 145 personnes.

Tableau 26 : Données de base et débits caractéristiques

Nombre population No	93	Donnée
Q_a : Débit de la Source Q_a (L/s)	0,011	Donnée
Taux de croissance	0,03	Donnée
Horizon du projet (ans)	15	Donnée
Besoin en eau par habitant (L/J/H)	25	Donnée
Nombre population horizon projet N	145	$N = No (1 + T_c)^{\text{horizon projet}}$
C_j : Consommation journalière (L/j)	3622	$C_j = N \times \text{besoin en eau journalier}$
Q_{mj} : Débit moyen journalière (L/s)	0,04	$Q_{mj} = C_j / 86400$
Q_p max: débit de pointe (L/s)	0,18	$Q_p \text{ max} = V_p / \text{durée} * 3600$
C_p : Coefficient de pointe	4,20	$C_p = Q_p \text{ max} / Q_{mj}$

La tendance des ménages dans ce village rural, le mouvement de consommation d'eau pour l'ensemble du système pour une journée est donné par le tableau suivant après les différents calculs :

Tableau 27 : Résultat de la consommation journalière permettant le calcul du coût annuel du sel pour l'électrolyse

Données de base							
Horaires	6 - 9 h	9 - 11 h	11 - 14 h	14 - 16 h	16 - 18 h	18 - 21 h	21 - 6 h
Durée (h)	3	2	3	2	2	3	9
Coefficient de répartition de puisage	0,15	0,05	0,35	0,05	0,35	0,04	0,01
Volume puisé (l)	543	181	1 268	181	1 268	145	36
Volume puisé cumulé (l)	543	724	1 992	2 173	3 441	3 586	3 622
Apport (l)	119	79	119	79	79	119	356
Apport cumulé Vac (l)	119	198	317	396	475	594	950
Ecart (Vac -Vpc) (l)	-425	-526	-1 675	-1 777	-2 966	-2 992	-2 672
Q pointe (L/s)	0,05	0,03	0,12	0,03	0,18	0,01	0,001

Soit alors 22 Kg de NaCl pour une année, ce qui correspond à un coût annuel de **16 315 Ar de NaCl**

Tableau 28 : Coût total de la désinfection

Désignation	Unité	PU (Ar)	Qté	Montant/Qté
panneau solaire	-	380 800	1	380 800
électrode	-	50 000	1	50 000
sceau électrolyse	-	20 700	1	20 700
Coût annuel du sel pour la production du chlore	g	150	35 478	26 608

V.7.3- La pompe béliér

Dans le cadre de ce projet, Wateraid a séparé le projet de réalisation des postes de traitement et celle de la pompe béliér. Toutefois, le devis estimatif de la pompe qu'on avait mis en place à Anjiro peut se résumer dans le tableau suivant :

Tableau 29 : Devis estimatif du filtre lent

Désignation	PU (Ar)	Qté	Montant/Qté
pompe béliér	207 697	1	207 697
ensemble des tuyaux	-	72 500	72 500

V.8- Conclusion sur le cas du système d'Antaninandro Anjiro

L'ensemble des postes de traitements mis en place dans ce village est efficace pour le type d'eau brute de même caractéristique. On a pu constater l'élimination de plus de 95% des bactéries après filtration lente sur sable et la totalité après la désinfection au chlore produit par le système PAC.

Pour les villages ruraux isolés de Madagascar, un tel système est donc bien adapté mais il faut toutefois bien connaître les caractéristiques de la source utilisée (pérennité, qualité de la source, environnement avoisinant, les risques de contamination,...) avant de s'investir dans les études qui suivent.

CHAPITRE VI : AMELIORATION DE L'AEPG DE MIAKADAZA

A la différence du système d'Antaninandro Anjiro, celui de Miakadaza utilise la filtration rapide ascendante comme étape ultime de traitement. Dans ce chapitre, on va présenter les détails essentiels pour ce système et à la fin, le dimensionnement des ouvrages ultimes de traitement appropriés.

VI.1- Le système AEPG de Miakadaza**VI.1.1- Localisation du site et situation socio-économique**

Le Fokontany de Miakadaza se situe à 44 km à l'Ouest de la ville de Moramanga. La distance séparant le Chef-lieu de la commune Sabotsy Anjiro et la ville de Moramanga est de 32 km (axe Moramanga/Antananarivo RN 2), de là, on emprunte à partir d'un croisement, vers le Nord, une route secondaire – sur 10 km – vers le Chef-lieu du Fokontany de Miakadaza. Ce dernier est un Chef-lieu de Fokontany, faisant partie intégrante de la commune de Sabotsy Anjiro, dans le District de Moramanga, Région Alaotra Mangoro.

Le Fokontany a une superficie de : 78 000 m²

VI.1.1.1- Division administrative

Le tableau ci-après donne les informations facilitant la localisation du site :

Tableau 30 : Division administrative du fonkotany Miakadaza

Limites	Fokontany	Communes	Distance (km)
Au Nord	Mahazina	Sabotsy Anjiro	06
Au Sud	Ambohimandroso	Sabotsy Anjiro	03,5
A l'Est	Anosibe Ifody	Anosibe Ifody	07
A l'Ouest	Ambodimanga	Anosibe Ifody	08

VI.1.1.2- Coordonnées géographiques

Le tableau ci-après nous donne les coordonnées géographiques des différents hameaux composant le Fokontany Miakadaza :

Tableau 31 : Coordonnées géographiques de différents hameaux du Fokontany Miakadaza

N°	Hameaux/Fkt	X	Y	Z
1	Miakadaza	S18 55.487	E48 00.098	920
2	Miakadaza Sud	S18 55.624	E47 59.947	926
3	Mananetivohitra	S18 55.687	E47 59.756	930
4	Morarano	S18 55.542	E48 00.373	912
5	Mandanivola	S18 55.275	E48 00.352	915
6	Amboahangy	S18 55.094	E48 00.432	919
7	Andreba	S18 55.583	E47 59.558	934
8	Tsarahonenana	S18 55.827	E47 59.358	936

VI.1.1.3- Accessibilité

L'accès vers le site de Miakadaza est desservi par une route secondaire, et accessible toute l'année, toutefois, en période de pluie – s'étalant de décembre à avril - l'accès dans les autres hameaux constituant le Fokontany est très difficile.

Aucun taxi-brousse ne travaille à l'intérieur de la zone, le transport et déplacement des personnes et des biens sont assurés par les charrettes et les bicyclettes.

VI.1.2- Dimension humaine

VI.1.2.1- Santé

a- Centre de santé :

Il n'existe pas encore d'hôpital dans le Fokontany Miakadaza, la population est obligée d'aller, soit à Sabotsy Anjiro (Chef-lieu de la Commune, soit à Moramanga Ville, voire à Manjakandriana ou Antananarivo) pour se soigner et/ou en cas de maladies nécessitant des interventions importantes.

Infrastructures AEP : néant

Infrastructures d'hygiène et assainissement :

Une (01) latrine à Miakadaza Nord.

Les cas de maladies observées : (d'origine hydrique)

Pour le mois de décembre et janvier, on observe des cas de diarrhée.

VI.1.2.2- Education

Le Fokontany de Miakadaza est dotée d'une Ecole Primaire Publique (EPP),

Caractéristiques de l'Ecole :

Nombre de salles de classe : 07

Nombre d'instituteurs : Homme : 03, et femmes : 09

Taux d'assiduité : 82,60%

Taux de réussite : 53,14%

Taux de réussite : 65%

Nombre d'élèves : 357.

Tableau 32 : Caractéristiques de l'EPP de Miakadaza

Classe (année scolaire 2015-2016)	Nombre d'élèves		Tranche d'âge
	Garçons	Filles	
Préscolaire	13	13	4 – 5 ans
CP1	32	32	6 – 12 ans
CP2	20	36	7 – 13 ans
CE	29	25	8 – 14 ans
CM1	36	23	9 – 15 ans
CM2	18	25	10 – 16 ans
T6	14	17	10 – 16 ans
T7	08	16	11 – 18 ans
TOTAL (357)	170	187	

a- Infrastructures AEP avant la mise en place du système :

Il n'existe aucune infrastructure appropriée à cet effet, l'école s'approvisionne en eau dans la rivière qui se trouve à quelques 300 mètres, et les élèves sont organisés pour faire cette tâche.

L'eau est stockée dans des récipients non couverts, et par salle de classe, utilisée pour les lavages des mains, ainsi que pour assurer la propreté des tableaux noirs.

VI.1.3- Economie

Comme toutes les régions ou sites en milieu rural à Madagascar, le Fokontany de Miakadaza est aussi un site à vocation agricole.

Les activités agricoles sont dominantes dans le Fokontany, car 99% de la population entreprennent l'agriculture, 90% vivent de l'élevage. On note aussi qu'une partie (1%) trouve son revenu (complémentaire) dans la fabrication de rhum local.

VI.1.4- Etude démographique

Cette étude permet de comprendre le mouvement de la population, sa structure, afin d'appréhender son atout, ainsi que les différentes actions pouvant être menées en termes d'utilisation et d'AEP AH.

VI.1.4.1- A l'échelle de la Commune :

➤ La population :

La commune de Sabotsy Anjiro enregistre **17 193 habitants** (Source : commune rurale Sabotsy Anjiro 2008). La densité de la population est de $28 \text{ habitants/km}^2$. Ce chiffre est largement inférieur à la densité de la population dans la région Alaotra-Mangoro, et il en est de même pour les communes environnantes.

La population de Sabotsy Anjiro est composée d'autochtones. En effet, 69% de la population de la Commune sont des Bezanozano (75%), groupe ethnique local. Viennent ensuite les immigrants ayant décidé de s'installer dans la région pour des raisons surtout économiques : Merina (8%), Betsimisaraka (6%), Sihanaka (4%), Betsileo (4%),

Antemoro (3%). Le peuplement de la commune de Sabotsy Anjiro s'est fait à partir de trois axes : la côte Est, les hautes terres et l'Alaotra.

Notons également la concentration de la population au niveau du chef-lieu de la commune, et ce, du fait de la proximité des différents services sociaux, administratifs, ainsi que celle des centres commerciaux.

VI.1.4.2- A l'échelle du Fokontany cible (Miakadaza) Source : Fonkotany Miakadaza, juin 2016

A l'échelle fonkotany, Miakadaza compte 1489 habitants en juin 2016, avec une taille moyenne de ménage aux alentours de 5 et dont 50% sont classée dans la catégorie de la population active.

VI.1.5- Données de bases techniques

Pour la réussite d'un projet d'adduction d'eau potable, il est nécessaire de récolter des données sur la quantité d'eau disponible et les besoins en eau de la population bénéficiaires afin de les exploiter.

VI.1.5.1- Ressource en eau utilisée pour le système de Miakadaza

Le système capte un ruisseau d'Ambohibehasina à l'aide d'un barrage ayant un débit de $0.002 \text{ m}^3/\text{s}$ soit $7,6 \text{ m}^3/\text{h}$ soit $172,8 \text{ m}^3/\text{j}$ mesuré en novembre 2016.

Tableau 33 : Caractéristique de la ressource en eau

Débit	Distance % au village	Coordonnée Géographique			Caractéristique
$0.002 \text{ m}^3/\text{s}$ Date de mesure de débit : Nov. 2016	2km	18°55'91''4 S	47°59'18''5 E	Z 994 m	Le ruisseau d'Ambohibehasina est un affluent venant du bassin versant d'Ambohibehasina. Sur certain point en aval à 300 m environ le point de rencontre de tous les ruisseaux à l'intérieur d'une grotte.

Photo 7 : Ruisseau d'Ambohibehasina



VI.1.5.2- Besoin en eau

L'horizon de l'étude est le moment à venir pour lequel les éléments du système d'AEP seront dimensionnés. Le système sera saturé à ce moment. L'horizon est déterminé en fonction de :

- La demande qui augmente dans le temps par l'accroissement de la population ;
- La durée de vie du système

Pour le système de Miakadaza, on considère normalement deux situations :

- La situation actuelle (au moment de la construction avec $N_0 = 1489 \text{ habitants}$)
- La situation future (*horizon de 15 ans*)

La population en totalité des trois villages affectés directement par le projet sera de 2320 *habitants*.

a- Estimation de besoin en eau de la population

Tableau 34 : Estimation du besoin en eau

Horizon / Désignation	2023	Besoin spécifique (l/j)
Ménage		
- Nombre de personnes à desservir	2 320	
- Besoin en eau journalier (l/jour)	58 000	25
Ecole Primaire		
- Nombre d'élèves	150	
- Besoin en eau journalier (l/jour)	1 500	10
TOTAL BESOIN EN EAU DE LA POPULATION (litre / jour)	59 500	
Débit moyen en l/s	0,69	

b- Adéquation besoin et ressource en eau

Les résultats de l'adéquation ressources / besoins en eau peuvent être synthétisés par le tableau suivant :

Tableau 35 : Adéquation ressource-besoin

Désignation		Unité	Quantité	Observation
Besoin en eau de la Population	Débit moyen	l/s	0,69	Débit moyen dans 15 ans
	Débit de pointe	l/s	1,65	
Débit d'approvisionnement en eau par la source d'Ambohibehasina		l/s	2	Débit largement supérieur au débit de pointe

VI.1.6- Synthèse des ouvrages existants

Tableau 36 : Synthèse des ouvrages existant

Ouvrages	Caractéristique technique	Dimension
Captage de la source	Barrage type déversoir en béton cyclopéenne, avec une chambre de prise conventionnelle et une vanne de chasse.	Longueur de seuil : 3 m Hauteur du seuil : 0.8 m
Décanteur	Ouvrage en béton armé	Cote : 1 m Hauteur : 1.3 m
Filtre	Ouvrage en béton armé étanche Nombre : 01	Longueur : 2 m Largeur : 1.5 m Hauteur : 2.2 m
Conduite de transfert	Longueur total ; 870 ml Matériaux : tuyaux en PEHD	Tuyau PEHD Ø 40 : 870 ml
Réservoir de stockage	Ouvrage en béton armé étanche Nombre : 01 Forme : cylindriques Equipement hydraulique en matériaux plastiques	Hauteur : 3.5m Epaisseur de béton : 0.15m Diamètre intérieur : 3.00m Capacité : 24 m ³
Conduite de distribution	Longueur total ; 7555 ml Matériaux : tuyaux en PEHD	Tuyau PEHD Ø63 : 2535 ml Tuyau PEHD Ø50 : 701 ml Tuyau PEHD Ø40 : 1705 ml Tuyau PEHD Ø32 : 1195 ml Tuyau PEHD Ø25 : 1419 ml
Les bornes fontaines	Nombre : 13	BF/ Côté : 2.30x2m Hauteur : 1.00m

VI.1.7- Résultat d'analyse

Comme pour tous les systèmes d'AEP mis en place par Wateraid Madagascar et ses partenaires, l'AEPG de Miakadaza a fait aussi l'objet d'analyse. Les résultats que l'on a sont ceux de l'eau brute, le réservoir de stockage, auprès d'un ménage et dans un BF.

Tableau 37 : Résultats d'analyses de l'AEPG de Miakadaza du 26/03/2015

Echantillon	Bactérie Coliforme	Escherichia Coli
Eau brute (barrage de captage)	84	27
Réservoir	61	12
Foyer Miakadaza	60	50
BF Miakadaza Avaratra	91	2

VI.1.7.1- Remarque

Le résultat montre une amélioration de la qualité en terme de nombre de bactéries depuis la source jusqu'au réservoir, mais toutefois ; il démontre aussi la limite des postes de traitement déjà en place.

De plus, on remarque une reviviscence bactérienne depuis le réservoir jusqu'au BF.

Une amélioration de ce système s'avère donc nécessaire, et celle-ci se portera sur les variantes possibles déjà énumérer à la **partie 1, chapitre IV-1.5**

VI.2- Amélioration et dimensionnement des traitements envisagés

Dans cette partie, on le choix et le dimensionnement de l'unité de traitement se basera sur les résultats d'analyse et le réseau d'adduction existant. Toutefois, l'objectif est de dimensionner des postes réalisables dans les villages ruraux Malagasy.

Avant de présenter et dimensionner les postes de traitements pour l'amélioration, on va tout d'abord récapituler dans une fiche synoptique l'AEPG de Miakadaza.

Tableau 38 : Fiche synoptique actuelle de Miakadaza

REGION	ALAO TRA MANGORO	
DISTRICT	MORAMANGA	
COMMUNE	SABOTSY ANJIRO	
LOCALITE	MIAKADAZA	
NOMBRE DE POPULATION TOUCHEE DIRECT	Homme	Femme
	910	937
CAPTAGE	NOM DE LA SOURCE: AMBOHIBEHASINA	
	TYPE DE SOURCE : RUISSEAU	
	DEBIT: 2 l/s DATE DE MESURE NOVEMBRE 2016	
FILTRE A GRAVIER	A TROIS COPARTIMENTS	
AMENE	PEHD DN 40 PN8 : 780 ml	
RESERVOIR	R : 24 m3	
DISTRIBUTION	DN 25 PN8: 1419 ml	
	DN 32 PN8: 1195 ml	
	DN 40 PN8 : 2575 ml	
	DN 50 PN8 : 701 ml	
	DN 63 PN10 : 2535 ml	
BORNE FONTAINE	13	
DLM à 4 robinets	1	
DOUCHE ACCESSIBLE	1	
LATRINE SCOLAIRE DEUX COMPARTIMENTS ET URINOIRE POUR GARÇON	UN COPARTIMENT SIMPLE	
	UN COMPARTIMENT ACCESSIBLE	
	UN URINOIR GARÇON	

Dans le paragraphe suivant, on va essayer d'ajouter un filtre à sable lent de façon que le premier filtre (rapide) joue le rôle de traitement physique et le second (lent) purement biologique ainsi qu'une désinfection au chlore à titre sécuritaire.

VI.2.1- Détermination du choix du poste de filtration (variantes possibles)

L'étude des variantes se basera sur la fixation de la vitesse de filtration et de la détermination de celle-ci par une méthode de calcul. Et les résultats présenter sera ceux de la température à 20°C.

VI.2.1.1- 1^{ère} variante du filtre

➤ Détermination de la surface filtrante en fixant la vitesse de filtration souhaitée de 0.1m/h

Le besoins journalier total est de $59\,495\,l/j$ soit $2478,95\,l/h$ soit encore $2,48\,m^3/h$

Le besoin en eau théorique est par hypothèse estimé à 20% du besoin journalier, donc il sera de

$$2320 * 5 (l/h) = 11600l/h = 11,60\,m^3/h$$

- La surface de filtration est donc égale à **72,50 m² avec un seul poste de filtration** ou 3 postes de **25 m²** si on opte pour une vitesse à fonctionnement normale

- Elle est égale à **38,67 m² soit un poste de 40m²** dans le cas d'un fonctionnement à vitesse décroissante pendant la nuit.

VI.2.1.2- 2^{ème} variante du filtre

➤ **Détermination de la surface filtrante en calculant la vitesse de filtration par la formule de Carman-Kozeny**

La température de l'eau à traiter est toujours prise égale à 20°C dont la viscosité dynamique cinématique est de $1.01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ et on obtient alors $V = 1.57 \text{ m/h}$ et $S = 7,4 \text{ m}^2$

A partir de ces 3 variantes possible, on pourra donc éliminer la première option qui est de 72,50 m² du fait qu'elle demande beaucoup d'espace pour la réalisation.

VI.2.1.3- Choix du filtre à retenir

Le choix se portera alors sur le comportement des 2 filtres vis-à-vis de la perte de charge et de la rétrolavage dont on calculera suivant :

a- 1^{er} filtre dont la surface de filtration est de 40 m²

Calculons d'abord les caractéristiques de ce filtre à sable telles que : la vitesse de sédimentation du média filtrant, la perte de charge engendrée par le média filtrant, les conditions de retro-lavage, la perte de charge à contre-courant.

A 20°C, on a alors les résultats suivant :

- La perte de charge dans le filtre est de 0.003 bar.
- La vitesse de sédimentation du média filtrant est de 0.029 m/s
- Débit d'eau de lavage est de $0.112 \text{ m}^3/\text{s}$ soit alors $404.11 \text{ m}^3/\text{h}$
- Vitesse superficielle de lavage 10.45 m/h soit alors $2.9 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
- La porosité du média en expansion est de 0.60
- L'expansion du lit filtrant est de 1.41 m
- La perte de charge engendrée par le média filtrant est de 0.33 bar lors du rétro lavage

➤ **Calcul de la longueur et la largeur du filtre**

On prend toujours l'hypothèse de calcul, telle que $L = 4l$ et par sécurité lors du lavage, on prévoit 2 cellules filtrantes ayant chacun une surface de filtration égale à 20 m²

On trouve alors les dimensions suivantes par cellule filtrante :

- $L = 9.20 \text{ m}$
- $l = 2.24 \text{ m}$ soit $l = 2.30 \text{ m}$

On trouvera les détails des calculs en fonction de la température en **annexe n° 10-1**

b- 2^{ème} filtre dont la surface de filtration est de 7,40 m²

Après calcul, on a les mêmes résultats résultat que ceux calculés pour le 1^{er} filtre sauf pour la perte de charge dans le filtre qui est de 0.054 bar par mètre de colonne d'eau qui est égal à 54cm.

Cette perte de charge est trop grande dans un filtre à sable lent qu'on envisage de mettre en place. De plus, cette vitesse ne permettra pas la formation du biofilm et le filtre ne jouera pas son rôle de filtre biologique.

On trouvera les détails des résultats pour les diverses températures en **annexe n°10-2**

Conclusion partielle sur le filtre

On constate alors une grosse perte de charge dans la deuxième variante du filtre, ce qui favorise un colmatage rapide de celui-ci et l'absence de la formation du biofilm vu l'importance de sa vitesse qui n'est pas comprise dans la fourchette d'une vitesse caractéristique d'un filtre lent à sable.

Le filtre à retenir sera donc celui fonctionnant à vitesse décroissante pendant la nuit.

VI.2.2- Caractéristiques générales du filtre à retenir

- Débit d'eau maximal à traiter = $11.60 \text{ m}^3/\text{h}$
- Temps de fonctionnement : vitesse normale $0,1 \text{ m/h}$ de filtration de 8h et à vitesse décroissante pendant la nuit
- Surface de filtration = 40 m^2
- Vitesse maximale de filtration = 0.2 m/h pendant la période de lavage appliquer au 2ème filtre
- Nombre de cellule filtrante : 02 par batterie filtrante

VI.2.2.1- Dimension d'une cellule filtrante

Les dimensions intérieures sont :

- Largeur = 2.30 m
- Longueur = 9.20 m
- Hauteur totale = 2.50 m
- Surface filtrante = 21 m^2

VI.2.2.2- Caractéristiques des médias filtrants

➤ Média filtrant

- Nature : sable
- Granulométrie : 0.30 mm
- Coefficient d'uniformité = 2.5
- Porosité : 30%
- Masse volumique = 1700 Kg/m^3
- Hauteur de la couche filtrante = 0.8 m

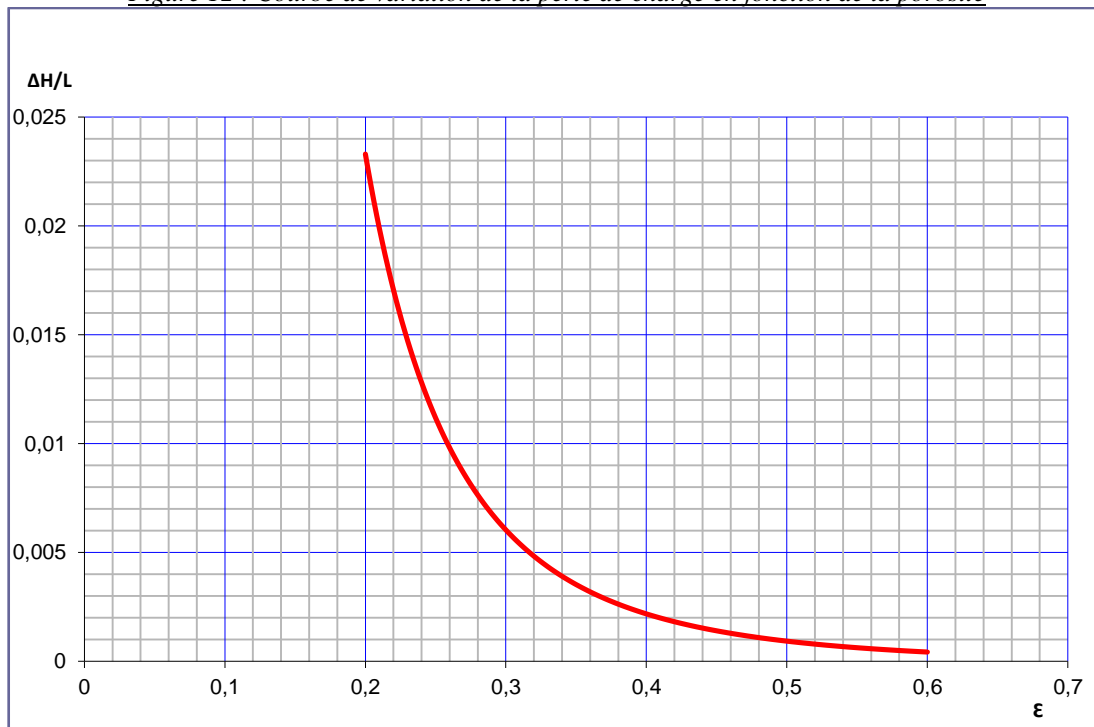
➤ Drain

- Nature : gravier
- Granulométrie croissante de 1 – 7 – 16 mm
- Hauteur de la couche : 0.4 m

Pour ce qui est du réseau réel de drain, on choisira des dalles de béton. La surface dans laquelle l'eau s'écoule librement est relativement importante et dont on calculera.

VI.2.3- Autres caractéristiques du filtre

- Pdc dans le filtre 0.003 bar, *compensée par une hauteur d'eau d'environ 3 à 4 cm*
- La vitesse de sédimentation du média filtrant lors du lavage est de 0.029m/s
- Le débit d'eau de lavage est de $0.112 \text{ m}^3/\text{s}$ soit alors $404.11 \text{ m}^3/\text{h}$
- Vitesse superficielle de lavage $10.45 \text{ m}/\text{h}$ soit alors $0.20 \text{ m}/\text{mn} \approx 20\text{cm}/\text{min}$
- La porosité du média en expansion est de 0.60
- L'expansion du lit filtrant est de 1.41 m
- La perte de charge engendrée par le média filtrant est de 0.03 bar.
- La variation de la perte de charge en fonction de la porosité est donnée par la courbe suivante :

Figure 12 : Courbe de variation de la perte de charge en fonction de la porosité

Cette courbe illustrant la variation de la perte de charge en fonction de la porosité du média été obtenu par la relation d'Ergun, en fixant la hauteur du lit filtrant, et en variant la porosité. Elle illustre la valeur ultime de la porosité pour procéder au lavage du filtre.

On constate que quand $\Delta H/L \rightarrow 0.02$ la porosité $\epsilon \rightarrow 0.20$

Quand ces valeurs seront donc atteintes, le processus de lavage du filtre commencera.

VI.2.3.1- Emplacement du filtre**a- Dimensionnement hydraulique en charge**

On ne descend pas au-dessous de diamètre 32mm ou d'un pouce pour la conduite d'adduction ou de transfert. La pression minimale dans l'adduction est 5m d'hauteur d'eau. Lors de la mise en service, la conduite est remplie d'air. Lorsque la pression est inférieure à 5m la conduite ne peut pas être aérée suffisamment. Les vitesses calculées sur la base des débits de pointe restent entre 0.3m/s à 1m/s sans que cette condition soit impérative.

Notre travail consiste à la mise en place de système de filtration, on ne va pas donc faire beaucoup de modification sur le trajet mais étudier seulement la conduite entre le 1^{er} filtre et le 2^{ème}, ainsi que le filtre au réservoir.

➤ Dimensionnement hydraulique en charge.

❖ Perte de charge linéaire :

$$j = 1.8586. 10^{-3} Q^2 D^{-5}. L$$

Avec :

j : Perte de charge linéaire par mètre de longueur (m/m)

Q : débit à transiter dans le tronçon m^3/s

D : diamètre intérieure de la conduite (m)

L : longueur de la conduite (m)

La pdc linéaire totale est donnée par la relation :

$$J = j * L$$

❖ Perte de charge singulière :

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

On aura un coude de 90° pour la répartition d'eau vers les 2 filtres, il va y avoir donc une pdc singulière.

❖ Perte de charge totale

La pdc totale est donc de

$$\Delta H = J + J_s$$

Les pressions au sol :

La pression au sol est déterminée par :

$$P_{amont} = Z_{aval} - Z_{amont} + P_{aval} + j$$

$$P_{aval} = Z_{amont} - Z_{aval} + P_{amont} + j$$

Avec

Z : cote au sol [m]

P : pression au sol [m]

j : perte de charge totale [m]

Tableau 39 : résultat du dimensionnement hydraulique en charge du système actuel, de la source au réservoir

Tronçons		Côte amont (m)	Côte aval (m)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Pression Amont (m d'eau)	Pression Aval (m d'eau)	Vitesse (m/s)
Barrage Ambohibehasina	FCV-1	200	189,16	103	37	0	0,1	1,945
FCV-1	Filtre	189,16	189,16	1	37	0,1	0	1,945
Filtre	J-42	189,16	148,87	123	37	0	30,85	1,66
J-42	J-43	148,87	142,79	310	37	30,85	13,32	1,66
J-43	FCV-2	142,79	143,47	165	37	13,32	0,08	1,66
FCV-2	Réservoir	143,47	143,47	1	37	0,08	0	1,66

b- Diamètre de la conduite entre les 2 filtres

On visera une vitesse de 1.00m/s dans la conduite pour ne pas porter trop de modification, et le débit sera le débit de pointe qui est égale à 1.65l/s .

$$Q = VS = V \frac{\pi D^2}{4} \text{ d'où } D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

Avec

- Q le débit de pointe à traiter
- V la vitesse qui va régner dans la conduite.
- D le diamètre de la conduite

On aura donc, **$D = 0.0458\text{m}$ soit 50 mm**

On placera le 2^{ème} filtre à 1m du premier, ce qui nous permet d'avoir les caractéristiques suivantes :

- Longueur tuyaux : 1m
- Perte de charge dans ce tronçon :

➤ Perte de charge linéaire :

$$J = 8.3110^{-4} Q^{1.75} D^{-4.75}$$

Avec :

j : Perte de charge linéaire par mètre de longueur (m/m)

Q : débit à transiter dans le tronçon m^3/s

D : diamètre intérieure de la conduite (m)

L : longueur de la conduite (m)

La pdc linéaire totale est donnée par la relation :

$$j = J * L$$

$$J = 8.31 \cdot 10^{-4} * (1.65 \cdot 10^{-3})^{1.75} * 0.046^{-4.75} = 0.025$$

D'où

$$j = J * L = 0.025 * 1 = \mathbf{0.025\text{ m}}$$

➤ Perte de charge singulière :

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

On aura 3 coudes de 90° pour la répartition d'eau vers les 2 filtres, il va y avoir donc une pdc singulière avec $K = 0.27$

$$j = 3(0.27 \frac{1^2}{2 * 9.81}) = \mathbf{0.042\text{ m}}$$

➤ Perte de charge totale

La pdc totale est donc de

$$\Delta H = j + j_s = (0.025 + 0.042) = \mathbf{0.067\text{ m}}$$

Tableau 40 : Résultat du dimensionnement hydraulique avec le filtre lent (amené)

Tronçons		Longueur (m)	Côte amont (m)	Côte aval (m)	Diamètre (mm)	Pression Amont (m d'eau)	Pression Aval (m d'eau)	Vitesse (m/s)
Barrage	FCV-1	103	200	189,16	37	0,0	0,1	1,5
FCV-1	Filtre rapide	1	189,16	189,16	37	0,1	0,0	1,5
Filtre rapide	Filtre lent	2	189,16	188	46	0,0	0,0	1
Filtre lent	J-42	111,8	188	148,87	37	0,0	44,1	1,66
J-42	J-43	310	148,87	142,79	37	44,1	12,2	1,66
J-43	FCV-2	165	142,79	143,47	37	12,2	0,5	1,54
FCV-2	Réservoir	1	143,47	143,47	37	0,5	0,0	1,54

c- Distribution d'eau dans le filtre lent

Pour éviter toute perturbation de la surface du sable et de la couche biologique quand l'eau pénètre dans le filtre lent, on va prévoir un système de diffuseur de telle sorte que les pathogènes ne pénètrent profondément dans le lit de sable par perturbation de la surface de celui-ci.

d- Caractéristiques de la conduite d'eau filtrée vers J-42

On visera une vitesse de 1.5m/s dans la conduite d'amenée vers le réservoir pour ne pas créer un les phénomènes de dépôts, garantir l'auto-curage et enfin éviter l'érosion des matériaux de revêtement dans le cas d'une vitesse trop grande.

La méthode est la même que celle ayant permis de déterminer la conduite entre les 2 filtres mais avec une vitesse de 1.50m/s .

On a alors $D = 0.037\text{m} = 40\text{mm}$

Perte de charge dans la conduite :

La longueur entre le filtre lent et J-42 est de 110m vue que le filtre mesure 9.20m de long.

On a $J = 0.049$ soit $j = J * L = 5,39\text{m}$.

VI.2.3.2- Structure du filtre

Le filtre est à parois en BA (de même pour le fond) d'épaisseur 0.15m. De ce fait, on va utiliser un joint rigide entre le fond et la paroi (prolongement de l'armature) pour permettre la transmission des pressions latérales à la fondation.

- L'ouvrage d'entrée assure :

- une répartition uniforme de l'eau brute sur toute la surface du lit filtrant.
- Une diminution de l'énergie de l'eau arrivante, de façon à éviter les turbulences et la détérioration du biofilm. En effet, on va donc utiliser un des tuyaux en PEHD de diamètre nominale $\varnothing 42,6$ pour l'entrée d'eau brute, muni des diffuseurs juste au plafond du filtre.
- Le moyen d'arrêter l'écoulement de l'eau brute. Ceci est fait au moyen d'un robinet-vanne à commande manuelle.

- L'ouvrage de sortie assure :

- Exclusion de dépression dans le lit filtrant. On va mettre un simple déversoir de trop-plein sur la conduite de sortie, la crête de ce déversoir se trouvant un peu au-dessus du haut du lit de sable pour qu'il n'y ait pas de dépression dans le lit filtrant
- L'arrêt et le vidange du filtre
- Cet ouvrage comporte des vannes d'entrée d'eau de lavage sur les 2 tuyaux d'évacuation d'eau filtrée.

VI.2.3.3- Ouvrage de sortie

La conduite de sortie est en béton de propreté dosé à 150 m³/kg de hauteur 1,40m. Ce mini-réservoir doit être capable d'évacuer le débit d'eau filtré avec un temps de séjour assez limité pour ne pas perturber l'alimentation en eau. Supposons un temps de séjour de 20 minutes maximum, son volume sera alors de $V = Q * t = 11,89 \text{ m}^3/\text{h} * \left(\frac{2}{6}\right) = 3,96 \text{ m}^3 \approx 4 \text{ m}^3$

Elle aura une forme rectangulaire avec $L = 2l + 0,15 = 4,75\text{m}$

D'où $L = 4,75 \text{ m}$ et $l = 0.65 \text{ m} \approx 1\text{m}$.

L'épaisseur du béton est de 0.10m

Elle est munie d'une dalle de couvercle d'épaisseur 5cm de largeur 0,8m et de longueur 2,25m.

VI.2.3.4- Le lavage du filtre

a- Spécificité

Cette 1^{ère} méthode de lavage du filtre comprend :

- Le lavage de surface de 10cm de sable en utilisant du chlore qui se fasse tous les 3 mois
- Et injection d'eau à contre-courant tous les 15 jours et qui sera dimensionner dans le but de ne pas perturber le biofilm en surface.

Autrement dit, le Lavage proprement dit sera fait tous les 3 mois

Lors du lavage, on doit assurer un débit suffisamment élevé au moyen d'un jet d'eau pour atteindre l'objectif de l'expansion du média filtrant.

Le lavage du filtre sera effectué tous les 10 jours (de préférence après heure de pointe soit aux alentours de 20h) pour ne pas perturber l'alimentation en eau pendant la journée. La durée de cette injection d'eau à contre-courant est fixée pendant 20 minutes, soit 10 minutes pour chaque poste

- Débit d'eau de lavage est de $0.116 \text{ m}^3/\text{s}$ soit alors $417.60 \text{ m}^3/\text{h}$
- Vitesse superficielle de lavage 10.44 m/h soit alors $2.9 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

b- Détermination du volume d'eau de lavage

Durée de lavage : 10 minutes

Donc,

$$V_{\text{eau}} = Q_{\text{lavage}} * t_{\text{lavage}} = \frac{404,11}{2} * \left(\frac{10}{60}\right) = 34 \text{ m}^3$$

Pour réduire, la dimension du réservoir d'eau de lavage, on va faire le lavage en 2 temps pour les 2 filtres c'est-à-dire espacer de 15 jours et le volume du réservoir sera donc de

$$V' = \frac{V_{eau}}{2} = 17 \text{ m}^3$$

Les détails sur le dimensionnement du réservoir d'eau de lavage sont en **annexe 15**

c- Caractéristique de l'ouvrage

Le réservoir de stockage d'eau de lavage aura de forme cylindrique construit de propreté dosé à 250 kg/m³ de 0.15m d'épaisseur. Il repose sur une semelle en BA dosé à 350 Kg de ciment par m³ de béton muni d'un couvercle en béton

Il est équipé de :

- D'un ouvrage de prétraitement en amont du réservoir et de piège à gros débris, l'eau ainsi recueillie sera désinfectée par du chlore obtenu par le système PAC.
- Système de vidange (évacuation de dépôt au fond du radier) lors de l'entretien
- Trop plein
- Vanne de sortie d'eau de lavage

d- Calcul du diamètre de tuyaux de lavage.

On vise une vitesse de 10,45m/h à l'entrée du filtre. Le réservoir est placé impérativement à un point haut par rapport au filtre et vérifie les conditions de lavage du filtre. De préférence calé à la même altitude que celle du barrage pour diminuer la longueur du tuyau de lavage.

➤ **Théorème de Bernoulli**

$$z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + j_{\Delta 1-2}$$

La pression P_1 est négligeable et P_2 égale à 0 tout comme V_1 qui est négligeable, si on fixe la cote z_1 égale à 200m et que z_2 est déjà connue tout comme la vitesse ciblée.

$$\text{On trouve alors } j_{\Delta 1-2} = (z_1 - z_2) - \frac{V_2^2}{2g} = 10.84 \text{ m}$$

$$\text{Or } j_{\Delta 1-2} = 8.3110^{-4} Q^{1.75} D^{-4.75} L$$

$$L = 106 \text{ m}$$

Comme le débit est de **0.116m³/s** pour l'ensemble des 2 filtres, alors que les lavages sont séparés de 15 jours. D'où le débit réel de lavage est de **0.058 m³/s**.

$$D = \sqrt[4.75]{\frac{8.31 \cdot 10^{-4} Q^{1.75} L}{j_{\Delta 1-2}}}$$

$$\text{On trouve alors } D = 100 \text{ mm}$$

Et la vitesse dans la conduite est donc de **2.15m/s**. Celle-ci est plus que suffisante pour satisfaire la vitesse superficielle de lavage.

e- Pression de l'eau lors du lavage

$$P_{aval} = Z_{amont} - Z_{aval} + P_{amont} + j$$

Avec

$$P_{amont} = 0, j = 10,84 \text{ m et } Z_{amont} - Z_{aval} = 10,84$$

D'où **$P_{aval} = 22 \text{ m}$**

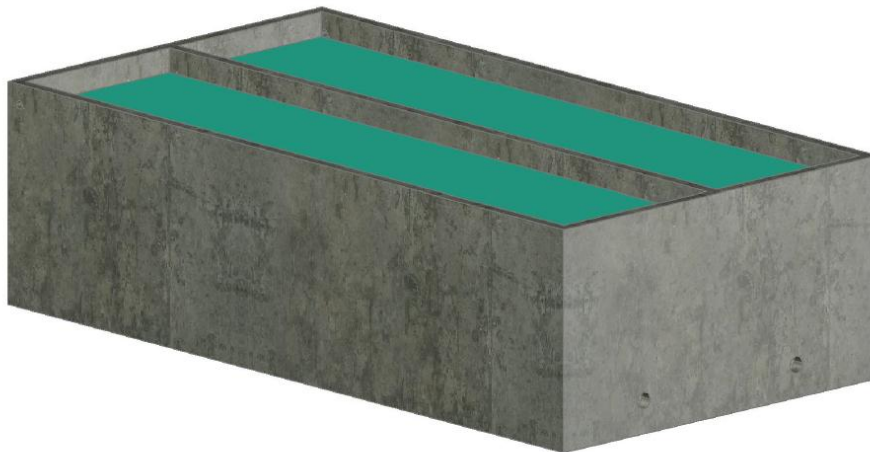
VI.2.3.5- Autre mode de Lavage du filtre

Pour cette autre méthode, on considérera que l'ouvrage ne nécessite pas de lavage à contre-courant (contrairement au filtre rapide). On ferme alors la vanne d'entrée d'eau brute et on abaisse le niveau d'eau surnageante en poursuivant pendant quelques heures le mécanisme de filtration. Le reste est évacué en ouvrant la vanne de drainage. Et enfin, on abaisse le niveau dans le filtre au-dessous du lit filtrant.

L'enlèvement de la membrane biologique se suivra alors avec emploi des pelles plates. L'ensemble de ces processus devra être la plus courte possible pour éviter la détérioration du lit filtrant. La membrane biologique, ainsi que le sable enlevé avec, sont alors lavés avec de l'eau chlorée pour que l'on puisse les réutiliser.

Sans oublier que le nettoyage des 2 postes ne fera pas en même temps.

Figure 13 : Vue en perspective du filtre sans réseau de drain



Les détails sont en **annexe n°12**.

VI.2.4- Le poste de désinfection

Dans cette ultime étape de potabilisation de l'eau, on va considérer qu'après 3 jours de fonctionnement du filtre, on aura la formation du biofilm (comme c'était le cas à Antaninandro), pour diminuer au maximum la proportion de bactéries présente dans l'eau à traiter.

VI.2.4.1- Mise en œuvre

Même principe mais face à l'importance du débit, on va considérer 2 choix à faire pour cette étape de désinfection.

a- Avant formation du biofilm et après lavage du filtre

Pour les 3 premiers jours de fonctionnement, nous savons que, d'après l'expérience d'Antaninandro Anjiro (**voir page 59**), le filtre ne joue pas encore totalement son rôle désinfectant. D'après les résultats des analyses effectués au labo (Qualités de l'eau brute) :

- Bactéries coliformes : 84 ($NPP/100ml$)
- Escherichia coli : 27 ($NPP/100ml$)

La mise en œuvre sera la même que celle qu'on a fait à Anjiro mais à plus grande échelle (2320 personnes).

Tableau 41 : Dimension du réservoir de stockage d'eau filtrée

Réservoir de stockage	Ouvrage en béton armé étanche Nombre : 01 Forme : cylindriques Equipement hydraulique en matériaux plastiques	Hauteur : 3.5m Epaisseur de béton : 0.15m Diamètre intérieur : 3.00m Capacité : 24 m ³
-----------------------	--	--

➤ **Détermination de la capacité théorique du réservoir 57 995 l/j**

Tableau 42 : Capacité théorique du réservoir

Nombre population No	1489	Donnée
Q_a : Débit de la Source Q_a (L/s)	2	Donnée
Taux de croissance	0,03	Donnée
Horizon du projet (ans)	15	Donnée
Besoin en eau par habitant (L/J/H)	25	Donnée
Nombre population horizon projet N	2320	$N = No (1 + Tc)^{horizon\ projet}$
C_j : Consommation journalière (L/j)	57 995	$C_j = N \times besoin\ en\ eau\ journalier$
Q_{mj} : Débit moyen journalière (L/s)	0,67	$Q_{mj} = C_j / 86400$
Q_p max: débit de pointe (L/s)	1,65	$Q_p\ max = V_p / durée * 3600$
C_p : Coefficient de pointe	2,46	$C_p = Q_p\ max / Q_{mj}$

D'après la tendance de consommation des ménages en milieu rural, le mouvement de consommation d'eau pour l'ensemble du système pour une journée est donné par le tableau suivant après les différents calculs :

Tableau 43 : Résultats de la variation de la consommation journalière

DONNEES DE BASE							
Horaires	6 -9 h	9-11 h	11 - 14 h	14 - 16 h	16 - 18 h	18 -21 h	21 - 6 h
Durée (h)	3	2	3	2	2	3	9
Coefficient de répartition de puisage	0,15	0,05	0,25	0,03	0,21	0,01	0,01
Volume puisé (l)	8 699	2 900	14 499	1 740	11 889	580	580
Volume puisé cumulé (l)	8 699	11 599	26 098	27 838	39 727	40 307	40 887
Apport (l)	21 600	14 400	21 600	14 400	14 400	21 600	64 800
Apport cumulé Vac (l)	21 600	36 000	57 600	72 000	86 400	108 000	172 800
Ecart (Vac -Vpc) (l)	12 901	24 401	31 502	44 162	46 673	67 693	131 913
Q pointe (L/s)	0,81	0,40	1,34	0,24	1,65	0,05	0,018

Ce qui nous donne la capacité fictif du réservoir contenant l'eau à chlorer est d'au moins égal $C = 39\,727\,l$

Ainsi, la dose de chlore à prendre est:

Soit Le taux de chlore pour le système de Miakadaza sera donc de :

➤ **Hypothèses :**

- $V_i = 5ml$ le taux de chlore minimal à appliquer pour 20l une eau filtrée.
- $Q_{entré} = 1,65\,l/s$ (le débit de pointe pour le dimensionnement de ce poste de désinfection)
- Le temps de contact qui est de 20 minutes dans le réservoir et est considéré comme atteint jusqu'aux point d'eau (BF)

Ce qui nous donne alors, **35,64 ≈ 36l de chlore pour le système** Pour une journée.

Il sera transmis dans le réservoir à l'aide d'un récipient réglable (ex : sceau muni de petit robinet) débitant **1.5 l/h**.

VI.2.5- Après formation du biofilm

Après la formation du biofilm, Il y a une nette diminution des bactéries à raison de 80 à 90% (voir résultat d'analyse page 59), on serait donc amené à réduire le taux de chlore à ajouter. Celui-ci deviendra 3ml pour 20l d'eau filtrée. Soit alors 21.40 l pour le réservoir de stockage.

Figure 14 : Seau réglable pouvant contenir 30 litres de saumure



VI.2.6- Coût de l'installation des ouvrages**VI.2.6.1- Filtre lent**

Les détails sont en *annexes 16 et 17*

Tableau 44 : Devis estimatif du filtre lent

N°	Désignation	Unité	Qté	PU (Ar)	Montant estimatif
1	Réservoir d'eau de lavage	U	1	1 836 050,00	1 836 050,00
2	Filtre lent à sable et armatures	U	1	4 697 419,17	3 573 068,05
3	Accessoires et tuyauterie	U	1	223 648,00	223 648,00

VI.2.6.2- Poste de désinfection*Tableau 45 : Devis estimatif du système de PAC*

Désignation	PU	Qté	Montant/Qté
panneau solaire	380 800	1	380 800
électrode	50 000	1	50 000
sceau électrolyse	20 700	1	20 700

Pour le poste de désinfection, le coût d'installation est le même pour chaque système à mettre en place mais la différence est liée aux coûts d'exploitation (entretien compris) ainsi qu'au coût des installations comme le décanteur, le filtre, et pour des éventuels autres ouvrages qu'on ne peut se passer d'installer et qui sont en général directement liés aux nombres de bénéficiaires.

CHAPITRE VII : COMPARAISON ET AVANTAGE

VII.1- Coût du chlore

VII.1.1- Coût chlore obtenu par le système PAC dans cet ouvrage

Pour la production autonome, le coût annuel (hors coût d'investissement sera la suivante) pour un tel système tel que Miakadaza se résume dans le tableau 43 qui va se suivre.

VII.1.1.1- Rappel

➤ Hypothèses

- $N_0 = 1489$ habitants
- 750 g soit de sel de cuisine sont nécessaire pour obtenir 25g/l de saumure dans un fut de 30l .
- Le dimensionnement du poste de désinfection se fera par rapport au débit de pointe.

b- Calcul de la masse totale du sel nécessaire

Pour la désinfection, il est nécessaire d'avoir 9 litres/jours de cette saumure avant chaque formation du biofilm (après chaque lavage, c'est-à-dire enlèvement de la membrane biologique), et si on adopte une fréquence de cette lavage en surface tous les 3 mois, en considérant de 3 jours le temps minimum et nécessaire pour la formation de cette membrane (cf. page 86), la masse de sel ainsi obtenu pendant cette portion de temps sera donc de :

➤ Avant formation du biofilm

- Litre de saumure contenant 25g/l de chlore actif

(36 litres d'eau contenant 25 g/l)/jours de Cl * 3 jours * 4 = 432 litres de saumure de 25g/l

Soit alors une masse de sel de :

$$750g * \frac{432 \text{ litres}}{30 \text{ litres}} = 52\,000 \text{ g} = 52 \text{ Kg de NaCl pour une année après lavage de surface.}$$

➤ Après naissance du biofilm

Pour le reste de fonctionnement avec naissance du biofilm, on aura donc la masse de sel suivante tout en considérant les hypothèses de calcul ci-dessus de :

- Litre de saumure contenant 25g/l de chlore actif égale à 7554

Soit alors une masse de sel de :

$$750g * \frac{7554 \text{ litres}}{30 \text{ litres}} = 188\,850 \text{ g} \approx 188,85 \text{ Kg de sel de cuisine}$$

Soit une masse totale de **240,85 Kg**

c- Coût de la masse totale du sel

Le coût total annuel de la production de chlore sera alors comme suivant :

Tableau 46 : Coût annuel total du sel utilisé pour la production du chlore actif en vue de la désinfection

Désignation	Unité	PU (Ar)	Quantité (Kg)	Total (Ar)
Sel de cuisine	0,2 Kg	150	240.85	180 637,5

Ce qui revient à **77Ar/habitant/an** ou encore **3,5 Ar/m³**

VII.1.2- Coût d'exploitation et d'entretien des 2 postes de traitement

Le coût d'entretien de l'ensemble des ouvrages de traitement (Filtre lent + désinfection) se calculera en référence à la pratique de WAM et ses partenaires dans la mise en œuvre de ses projets. En effet, après la mise en service du système, les bénéficiaires créent une Association des Usager de l'Eau qui comprend au moins un technicien formé pour la maintenance et l'entretien du système. Les membres de l'AUE reçoivent des formations de la part des techniciens de WAM et/ou de ceux de ses partenaires en vue de préserver le bon fonctionnement et la pérennité du système.

Pour le filtre lent à sable, le coût d'entretien et de maintenance sera en fonctionnement de la méthode à appliquer lors du lavage.

Pour les systèmes mis en place, le prix d'entretien par personne en une intervention est de 5000 Ar. En considérant le prix d'ajout de chlore qui se fera en moyenne 93 fois en une année organisé par l'AUE vue que celui-ci se répète fréquemment, on aura donc le coût d'investissement, d'exploitation et d'entretien des 2 postes suivant :

Tableau 47 : Coût d'investissement et d'exploitation des 2 postes

Postes de traitement	Mode de Lavage	Prix (Ar)	
		Entretiens	Total y compris investissement et coût du sel
Filtre lent	Lavage en surface + injection d'eau à contre-courant tous les 3 mois (c'est-à-dire + Réservoir d'eau de lavage)	60 000	7 934 001
	Lavage en surface sans cette injection d'eau	40 000	7 106 330
Filtre lent + Désinfection au chlore	Lavage en surface + injection d'eau à contre-courant tous les 3 mois (c'est-à-dire + Réservoir d'eau de lavage)	60 000	8 114 639
	Lavage en surface sans cette injection d'eau	40 000	7 286 968
Seule une désinfection	-	180 637,5	180 637,5

Economiquement, le tableau 41 montre l'avantage de l'utilisation d'un seul poste de désinfection mais dans la pratique, celui-ci ne permet pas à lui seul d'obtenir une eau de bonne qualité conformément à la norme de potabilité Malagasy ainsi que celle de l'OMS, vue qu'en période de forte crue, il y aura de forte chance que la turbidité de l'eau atteigne une valeur critique et dans ce cas, il est nécessaire de le combiner avec la filtration lente pour éviter un tel phénomène mais aussi, pour que celui-ci fasse son double rôle (physique et biologique) et évite le manque du taux de chlore pendant les journées où il y aura moins de soleil.

Le même tableau informe aussi qu'il est préférable de faire le lavage du filtre sans l'injection d'air à contre-courant. (Cf. Chapitre VI, 2-3.5)

De ces faits, le coût d'investissement s'élève à 7 066 330 Ar y compris les armatures, la main d'œuvre, et les matériaux de construction dont **le coût annuel d'exploitation et d'entretien est de 220 638 Ar**, soit 95.10Ar/personne/an.

En regardant les résultats des analyses (**cf. annexe 3.3**), le coût d'exploitation et d'entretien, la mise en place d'un filtre lent accompagné en amont d'un décanteur et/ou filtre rapide, et en aval d'un poste de désinfection au chlore utilisant l'électrolyse de l'eau salée (sel de cuisine) pour produire un chlore actif de concentration $C = 25\text{g/l}$ est une technologie efficace

VII.1.3- Coût du chlore sur le marché

VII.1.3.1- Sur'eau

Sur le marché, le coût de 150 ml de sur'eau (1.64% d'hypochlorite de Sodium soit *soit* 16,4 g/l de chlore actif) pouvant traiter 1500l d'eau est de 300 Ar, 200 Ar/m³.

L'hypothèse de calcul sont les mêmes que dans le **paragraphe 1.1** de cette chapitre.

On aura alors **6 935 973 Ar** pour une année en utilisant le ce produit.

Ce qui revient alors si on utilise ce type de produit à **2989,6 Ar/habitant/an**, soit **133,30 Ar/m³**.

VII.1.3.2- Hypochlorite de Calcium

La société JIRAMA utilise l'hypochlorite de calcium 70% en forme de granulet dont le prix auprès des fournisseurs est de 6000Ar.

1g de la solution contenant le chlore actif sera appliquer dans 1l d'eau.

Soit alors un total de 142.56g/jours pour Miakadaza. Ce qui sera de 52,034 Kg/an.

Soit alors un coût annuel de 312 206 Ar , soit alors 135Ar/habitant/an.

VII.2- Avantages du type de traitement

Pour l'ensemble du système (décanteur et/ou filtre rapide + filtre lent + Désinfection par PAC), les avantages peuvent être résumés comme suit :

- Simplicité de réalisation et d'exploitation avec une surveillance technique limitée
- Pas d'importation de matériel et d'équipement (le chlore est produit localement)
- Disponibilité des sels de cuisines même dans des endroits plus isolés
- L'entretien et l'exploitation peuvent être effectués par un technicien local (le lavage à contre-courant n'est pas nécessaire pour le filtre lent)
- Pas besoin d'énergie pour le processus de filtration (pas de pompage), le processus se fasse uniquement par gravité et n'existe pas d'autres parties mécaniques entraînées par l'électricité.
- Amélioration simultanée de la qualité physique, chimique et bactériologique de l'eau brute juste après passage du filtre, la désinfection complète le processus.

Bref, cette unité de traitement s'avère efficace pour les pays en voies de développements comme Madagascar.

CONCLUSION GENERALE

Dans un projet d'AEP, la potabilité de l'eau livrée aux bénéficiaires est très importante pour éviter des quelconques anomalies que peuvent apparaître lors de sa consommation. Cependant, l'application des normes relative à la qualité de l'eau est relative du fait qu'il existe plusieurs normes qui existent et même la perception de chaque personne est différente pour définir ce qu'est l'eau potable.

Toutefois, bien que les normes soient différentes sur la teneur, plus ou moins importante par rapport à un paramètre, ce que chacun s'accorde, c'est que le but est d'apporter la bonne santé ou au moins ne pas provoquer une sorte de maladie due à une bactérie ou à un élément chimique quelconque.

De ces faits, il est vrai que la généralisation de l'exploitation moderne de traitement déjà pratiquée par la JIRAMA à Madagascar est la solution la plus fiable mais le problème c'est qu'elle ne pourra pas assurer l'approvisionnement de toute la population à cause des problèmes financiers, d'électricité et ensuite son coût d'exploitation revient très cher ce qui répercutera inévitablement sur les consommateurs.

Dans ce mémoire, on a cherché une alternative technologique innovatrice qui pourrait solutionner les problèmes de potabilisation de l'eau qui reste assez chère pour les gouvernements d'un pays pauvre comme Madagascar ou les autres organismes œuvrant dans l'adduction d'eau potable.

Nous avons essayé d'apporter plusieurs solutions notamment dans la filtration et la désinfection des eaux brutes où nous proposons un système pouvant réduire le coût d'un traitement bactériologique par rapport aux traitements classiques. Ce mémoire de fin d'étude apporte sa contribution dans les recherches afin de maximiser les investissements dans les projets d'adductions potable à Madagascar, notamment pour les communes, fonkotany et villages rurales isolés.

ANNEXES

Annexe 1 : Norme Malagasy conformément au Décret n°2004-635 du 15/06/04	A1
Annexe 2 : Les Normes Internationales de Potabilité (Normes OMS).....	A3
Annexe 3 : Analyses au laboratoire.....	A4
Annexe 4 : Analyse via Le potatest ou potakit.....	A8
Annexe 5 : Résultats d’analyses faites au laboratoire de l’IPM	A12
Annexe 6 : Caractéristiques de l’eau	A20
Annexe 7 : Vérification du soulèvement de l’ouvrage par la pression de l’eau [décanteur]:.....	A22
Annexe 8 : Résumé de l’ensemble des dimensions caractéristiques du décanteur d’Antaninandro-Anjiro.....	A23
Annexe 9 : Détails du dimensionnement du filtre à sable lent pour le système de Miakadaza	A25
Annexe 10 : Plan du filtre rapide de dégrossissage	A30
Annexe 11 : Vue en coupe du filtre à sable lent :.....	A31
Annexe 12 : Préparation du sable de filtration	A32
Annexe 13 : Calcul structurel pour le bassin filtrant	A33
Annexe 14 : Dimensionnement du réservoir d’eau de lavage	A35
Annexe 15 : Bordereaux estimatif pour le Décanteur horizontal	A38
Annexe 16 : Bordereaux estimatif du filtre à sable	A39

Annexe 1 : Norme Malagasy conformément au Décret n°2004-635 du 15/06/04

Norme : 2003-941 modifié par le décret 2004-635 du 15/06/04 : « La surveillance de la qualité de l'eau, au contrôle des eaux destinées à la consommation humaine et aux priorités d'accès à la ressource en eau. »

Définition

Toute eau destinée à l'alimentation humaine ne doit jamais être susceptible de porter atteinte à la santé de ceux qui la consomment.

Elle doit de plus, si possible, être agréable à consommer.

Elle doit présenter les caractères suivants :

Tableau 48 : Norme de potabilité Malagasy

NORME DE POTABILITE MALAGASY			
Paramètres organoleptique	Norme		
Odeur	Absence		
Couleur	Incolore		
Saveur désagréable	Absence		
Paramètres physiques	Unité	Norme	
Température	°c	< 25	
Turbidité	NTU	< 5	
Conductivité	µS/cm	< 3000	
pH		6,5 – 9,0	
Paramètres chimiques	Unité	Norme	
		Minima	Maxima admissible
Eléments Normaux			
Calcium	mg/l		200,00
Magnésium	mg/l		50,00
Chlorure	mg/l		250,00
Sulfate	mg/l		250,00
Oxygène dissous % de saturation	%	75,00	
Dureté TH	mg/l en CaCO ₂		500,00
Eléments indésirables			
Matières organiques	mg/l	2 (en milieu Alcalin) 5 en milieu Acide)	
Chlore libre	mg/l		2(Cl ₂)

Ammonium			0,50
Nitrite	mg/l		0,10
Azote Total	mg/l		2,00
Manganèse	mg/l		0,05
Fer total	mg/l		0,50
Phosphore	mg/l		5,00
Zinc	mg/l		5,00
Argent	mg/l		0.01
Cuivre	mg/l		1,00
Aluminium	mg/l		0,20
Nitrate	mg/l		50,00
Fluore	mg/l		1,50
Eléments toxiques			
Arsenic	mg/l		0,05
Chrome total	mg/l		0,05
Cyanure	mg/l		0,05
Plomb	mg/l		0,05
Nickel	mg/l		0,05
Polychloro-Biphenyl PCB	mg/l		0
Cadmium	mg/l		0,005
Mercure	mg/l		0,001
Baryum	mg/l		1,00

Germes Pathogènes et Indicateurs de pollutions Fécale	
Coliformes totaux	0/100 ml
Streptocoques fécaux	0/100 ml
Coliformes Thermo-Tolérants (E. Coli)	0/100 ml
Clostridium Sulfito- Réducteur	<2/20 ml

Annexe 2 : Les Normes Internationales de Potabilité (Normes OMS)**1. Normes recommandées de qualité bactériologique.**

Les normes suivantes ont été établies en supposant la densité en bactéries pour un échantillon exprimé par « **le Nombre le Plus Probable** » (indice MPN) d'organismes présents dans 100 ml d'eau.

Tableau 49 : Normes pour la qualité bactériologique

	Eau non traitée	Eau traitée
Dans 90% des échantillons examinés au cours d'une année, l'indice MNP devra être inférieur à :	10	1
Dans aucuns des échantillons, cet indice ne devra dépasser :	20	10
Dans les échantillons consécutifs, on ne devra pas trouver l'indice MNP de :	15	8 à 10

2. Normes de qualité chimique et physique, substances toxiques.

Le tableau ci-dessous donne les teneurs limites de certaines substances dangereuses dans l'eau de boisson.

Tableau 50 : Normes physico-chimique de potabilité de l'OMS

Substances	Teneur Maximum admissible (mg/l)
Plomb	0,05
Sélénium	0,01
Arsenic	0,05
Chrome	0,50
Cyanure	0,20
Cadmium	0,01
Baryum	1,00
Nickel	0,05
Pesticide	$50 \cdot 10^{-4}$

Tableau 51 : Substances chimiques tolérées dans l'eau :

Substances	Teneur admissible (mg/l)
Matières solides totales	500
couleur	5 unités *
turbidité	5 unités **
Fer	0,30
Manganèse	0,10
Cuivre	1,00
Zinc	5,00
Calcium	75,00
Magnésium	50,00
Sulfate	200,00
Chlorure	200,00
Phénols	0,001
Phosphore	5,00
Argent	0,01
pH	7 à 6,5

* : échelle colorimétrique au platino-cobalt (couleur Vraie)

** : NTU

3. Concentrations maximales admissibles en éléments radioactifs.

Le tableau suivant montre la concentration maximale admissible en éléments radioactifs.

Tableau 52 : Limites admissibles en éléments radioactifs selon les normes OMS

Eléments	Limites en Microcurie/l
Strontium	30.10^{-6}
Radium	10.10^{-6}
Concentration totale	$1\ 000.10^{-6}$

4.Méthode d'analyse➤ Volumes étudiées

- Germes totaux : 1 ml à 22°C et 37°C
- Coliformes : 200 ml à 37°C
- Escherichia Coli : 200 ml à 44°C
- Streptocoques fécaux : 200 ml à 37°C
- Sulfito-réducteur : 200 ml à 37°C

➤ Expression des résultats

- Par ml pour les cas des germes totaux
- Par 100 ml pour les autres germes-tests

Annexe 3 : Analyses au laboratoire**1.Les paramètres physiques, organoleptiques de l'eau**➤ pH

Le pH mesure la concentration en ions $[H^+]$ de l'eau. Il traduit ainsi la balance entre acide et base sur une échelle de 0 à 14 ; 7 étant le pH de neutralité. Il est mesuré par un pH-mètre ou par une comparatrice hydrocure par ajout d'indicateur coloré.

➤ Conductivité et minéralisation

Elle mesure la capacité de l'eau à conduire le courant entre deux(2) électrodes Elle permet donc d'apprécier la quantité de sels dissouts dans l'eau. Elle est fonction de la température de l'eau c'est-à-dire elle est plus importante quand celle-ci est élevée. La conductivité est mesurée à l'aide d'un conductimètre, ce dernier indique la conductivité ainsi que la minéralisation et la température, en effet les valeurs de ces trois paramètres sont interdépendantes. La conductivité est exprimée en $\mu S/cm$ (micro-Siemens par centimètre) tandis que la minéralisation en mg/l (milligramme par litre).La conductivité est directement proportionnelle à la quantité de solides (les sels minéraux et non les matières organiques) dissous dans l'eau.

➤ Turbidité

La turbidité est mesurée à l'aide d'un turbidimètre elle est exprimé en NTU. Elle est d'autant plus élevée que la densité des particules contenue dans l'eau est forte. Sa valeur est considérée très forte pour les eaux de surface présentant une turbidité $>3\ 000$ NTU et dans certain cas peuvent même atteindre $10\ 000$ NTU dans les BV

fortement érodés ou lors d'épisodes pluvieux. Dans ce cas, le paramètre n'est plus significatif et il faut revenir aux MES.

➤ Couleur

La couleur des eaux naturelles est généralement due à la présence des substances organiques et inorganiques en solution. La turbidité permet d'avoir les informations visuelles sur l'eau. Elle indique la présence de particules ayant une taille qui varie entre un nanomètre et un millimètre en suspension dans l'eau (débris organiques, argiles, organismes microscopiques).

➤ Le goût et l'odeur

Le goût et l'odeur sont dus à la présence de certains micro-organismes, de certaines substances chimiques ou aux substances présentes dans les conduites ou dans le revêtement des parois des installations de stockage. Pour que l'eau ait un goût neutre, sa concentration en sels doit être approximativement la même que celle de la salive. Un goût ou une odeur inhabituelle de l'eau peut indiquer la présence de substances potentiellement dangereuses.

➤ Température

La température permet de corriger les paramètres d'analyse dont les valeurs sont liées à la température (conductivité notamment). En effet, elle joue un rôle très important dans la solubilité des sels et surtout des gaz, et la détermination du pH. Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau. Elle est mesurée à l'aide d'un thermomètre tandis que son unité est exprimée en degré Celsius (°C).

➤ La dureté

La dureté des eaux naturelles est due en grande partie aux sels de calcium et de magnésium, et pour une faible part au fer, à l'aluminium et à d'autres métaux. La dureté provenant des bicarbonates et des carbonates de calcium et de magnésium est appelée dureté temporaire et peut être supprimée en faisant bouillir l'eau, ce qui la stérilise également. La dureté résiduelle est appelée dureté non carbonatée, ou dureté permanente. Parmi les méthodes d'adoucissement de la dureté non carbonatée, on peut citer l'addition de carbonate de sodium et de chaux.

2. Germes indicateur de contaminations fécales ou germes témoin.

Les germes pathogènes ci-dessous sont normalement rejetés par l'homme et les animaux à sang chaud par voie intestinale. La mise en évidence d'une contamination fécale constitue donc un excellent signal d'alarme et permet d'évaluer les risques encourus par le consommateur.

La recherche des germes pathogènes au laboratoire est possible, mais elle nécessite des techniques spéciales d'investigation faisant appel à des procédés d'enrichissement car ces germes pathogènes comparativement aux germes banaux sont très peu nombreux. Or, une technique de contrôle perd de sa valeur si elle ne donne pas des résultats dans un délai rapide, d'où la référence à ce qu'on appelle **germes-teste de contamination fécale**.

Ces micro-organismes indicateurs de pollution font partie eux aussi de la flore intestinale mais ils sont facilement cultivables au laboratoire. La présence de ces GTCF dans une eau indique qu'il y a risque pour la santé. Leur absence indique indirectement qu'il y a absence de germes pathogènes.

Ces GTCF sont constitués par :

➤ Les bactéries coliformes:

Le coliforme est une entérobactérie bâtonnets, aérobies ou anaérobies facultatifs.

Ils sont en revanche sensibles aux conditions de culture, notamment de température et pH.

➤ Les bactéries thermo-tolérantes dont *Escherichia coli* est l'espèce la plus significative de contamination fécale

Ce sont des bactéries d'origine fécale qu'on retrouve dans le tube digestif des humains.

➤ Les bactéries streptocoques ou entérocoques fécaux:

Les entérocoques ou streptocoques se présentent sous forme de coccidé, sphériques formant des chaînettes, aérobie et anaérobie facultatifs.

➤ Les bactéries anaérobies sulfite-réductrices :

Ces bactéries se développent sans oxygène et elles ont la possibilité de se transformer sous une forme de spore résistante aux conditions défavorables. Ce sont des indicateurs de contamination de pénétration des eaux de ruissellements dans les ouvrages de captages.

L'OMS s'est accordé à retenir comme organismes témoins ces bactéries pour les raisons suivantes :

- Ils produisent des réactions caractéristiques permettant leur mise en évidence par des techniques simples et à la portée de tous les laboratoires.
- Ils sont toujours présents dans les déjections en concentration beaucoup plus grande que les germes pathogènes
- Ils ont une résistance aux agents antiseptiques, notamment au chlore et à ses dérivés, voisine de celle des bactéries pathogènes à l'encontre desquelles ces produits sont employés.

3.Méthode d'analyse

L'OMS recommande deux méthodes pour l'analyse de ces germes:

- Méthode par membrane filtrante : On utilise des membranes filtrantes de porosité 0,45 µm, diamètre 5 cm, livrées stériles pour filtrer le volume d'eau à analyser.
- Méthode en tube multiple : Ensemencement dans 4 tubes ou 5 en séries.

➤ Méthode de fermentation en tubes multiples

Par utilisation de milieu approprié, elle permet de rechercher les coliformes et les streptocoques fécaux. Cette méthode comporte deux phases :

- une phase de présomption
- une phase de confirmation

➤ Méthode de filtration sur membrane

Un volume connu d'eau à analyser est filtré à travers une membrane constituée d'un dérivé cellulosique ayant des pores d'un diamètre de 0,45µm. Les bactéries sont arrêtées à la surface de la membrane. Selon les germes recherchés, les membranes sont placées sur des milieux spécifiques et incubées à des températures bien définies.

❖ Mode de prélèvement

- Pour une eau brute :

Prélever l'eau sous flamme

- Pour l'eau du robinet :

- Flamber l'ouverture du robinet
- Laisser le robinet ouvert pendant quelques minutes
- Effectuer l'échantillonnage sous flamme
- Conserver l'échantillon à une température de 5°C lors de son transport jusqu'au laboratoire d'analyse dans les 24 heures qui suivent

❖ Mode opératoire

Test de présence sur milieu sélectif pour les Coliformes totaux, Escherichia Coli et les Streptocoques fécaux :

Afin de sceller la présence de ces germes on utilise des milieux de cultures Slanetz et Bartley pour les streptocoques fécaux tandis que c'est la gélose-lactosé pour les Escherichia Coli et les Coliformes totaux.

Prélever 100mL d'échantillon pour chacune de ces bactéries puis disposer une membrane de porosité 45µm dans chacune des trois postes de la rampe et verser les échantillons. Après filtration tirer les membranes et mettre dans les boîtes de pétri contenant les milieux de culture spécifiques puis après mettre les boîtes de pétri dans des incubateurs à 37°C pour les coliformes totaux et Streptocoques fécaux tandis que de 44°C pour l'Escherichia Coli.

Enfin, on fait le dénombrement par identification de colonies sur la membrane après 24 à 48h pour les Streptocoques fécaux et 20 à 24h pour bactéries coliformes et les bactéries streptocoques ou entérocoques fécaux.

Test de présence de Clostridium Sulfito-Réducteur ou ASR :

Préparer un tube contenant 5mL d'eau à analyser soumise à essai. Mettre dans un bain marie réglé à 80 à 100°C pendant 10mn pour détruire les formes végétatives ; attendre que la température baisse à 55°C ; en attendant , faire fondre le milieu Géloseviande ; une fois terminer, verser 20mL dans un tube, mélanger avec l'eau à analyser puis Incuber à 37°C pendant 24h puis 48h pour confirmation. La lecture sera possible après 48h en considérant comme résultat d'une spore de bactérie ASR les colonies noir entouré d'un halo noir.

Pour le dénombrement sur milieu liquide la méthode recommandée par l'OMS c'est la méthode de NPP ou Nombre le Plus Probable.

1.PREPARATION DE MILIEU DE CULTURE BACTERIOLOGIQUES DANS UN LABORATOIRE CENTRAL

- Pour 200 tests, dissoudre les 38,1 grammes de poudre au Lauryl sulfate pour filtration sur membrane (BLSFM) (fourni dans un récipient pré-pesé) dans un flacon ou un bécher contenant 500 ml d'eau distillée.
- Chauffer sans porter à ébullition le mélange pour dissoudre entièrement la poudre
- Verser le milieu de culture dans les bouteilles en plastique de 50 ml fournies et vérifier qu'elles ne contiennent aucun résidu du BLSFM précédent ou de produit nettoyant
- Replacer les bouchons sur les bouteilles mais sans les visser complètement
- Stériliser les bouteilles en position verticale dans un autoclave. Stériliser à 121°C pendant 10 minutes ou placer les bouteilles dans un autocuiseur et maintenir la vapeur sous pression pendant 15 minutes. Retirer les bouteilles, laisser refroidir, resserrer les bouchons puis les ranger dans un endroit frais et sombre.
- Pour 10 tests, utiliser le dispositif de mesure de milieux (DMM), comme indiqué ultérieurement.
- Lorsque les milieux de culture ont atteint la température ambiante, en verser environ 2 ml sur chaque tampon membrane de façon à saturer le tampon.

➤ Milieux tout prêts

- Les ampoules de milieux de culture sont des ampoules stériles contenant 2,2 ml de milieux de cultures dissous. Elles sont pratiques et toujours stériles. Il existe des ampoules de ce type pour les colonies de coliformes fécaux (paquet de 50) (WE 10468) et de coliformes totaux (paquet de 50) (10470). Dévisser le bouchon, verser le milieu de culture sur le tampon et jeter l'ampoule vide.
- Disques Nutri : il s'agit d'une boîte de Pétri stérile dont le tampon est imprégné de milieu BLSFM déshydraté qui est réhydraté avec de l'eau distillée stérile.

➤ Dispositif de mesure de milieux (DMM) pour bouillon au lauryl sulfate pour filtration sur membrane

- Si le nombre d'analyses à effectuer ne dépasse pas 10, le dispositif de mesure de milieux peut être utilisé.
- Faire bouillir au moins 100 ml d'eau propre pendant au moins 2 minutes pour la stériliser puis la laisser refroidir.
- Les récipients du DMM sont préstérilisés. Prélever une cuillerée rase de milieu de culture dans le récipient de stock avec la spatule creuse bleue et verser le milieu de culture dans la fiole en plastique transparent. Tenir la cuillère par le couvercle et ne pas toucher directement la spatule.
- Repérer les procédures ci-dessus pour verser 10 cuillerées de milieu de culture dans la fiole.
- Verser l'eau stérilisée chaude dans la fiole et fermer hermétiquement avec le bouchon.
- Secouer la fiole pour faire complètement dissoudre le milieu de culture.
- Laisser la solution refroidir ; puis pour 10 tests, utiliser le dispositif de mesure de milieux (DMM), comme indiqué ultérieurement.

2.PREPARATION DE MILIEUX DE CULTURE BACTERIOLOGIQUES SUR LE TERRAIN

- Placer une membrane dans le dispositif de filtration.

- Choisir l'eau la plus propre possible (eau de pluie, eau filtrée ou, si nécessaire, laisser reposer de l'eau brute dans un récipient pendant toute la nuit). Ne pas utiliser d'eau ayant subi une chloration. Faire bouillir l'eau pendant au moins 2 minutes, couvrir et laisser refroidir. En filtrer 200 ml au travers de la membrane (2x100 ml). Si l'eau est trouble, il peut être nécessaire d'utiliser plusieurs membranes. Préparer au total 500 ml d'eau filtrée.
- Vérifier que le pH de l'eau préparée est dans la plage 6,5 – 8,0. Si le pH de l'eau filtrée est hors plage, ajuster le pH en utilisant une solution d'hydroxyde de sodium diluée, pour l'augmenter, ou de l'acide chlorhydrique dilué, pour le faire baisser.
- Ajouter le contenu d'un récipient pré-pesé de 38,1 grammes de bouillon au lauryl sulfate sur membrane (BLSFM) aux 500 ml d'eau préparée et faire chauffer pour faciliter la dissolution.
- Répartir le BLSFM dissous dans les bouteilles propres en polypropylène de 50 ml.
- Boucher les bouteilles en vissant les bouchons à fond.
- Placer les bouteilles remplies dans un autocuiseur préparé et stériliser par chauffage pendant 15 minutes. Vérifier que les bouteilles ne sont pas en contact avec le fond de l'autocuiseur.
- Lorsque les milieux de culture ont atteint la température ambiante, on verse environ 2 ml sur chaque tampon membrane de façon à saturer le tampon.

3.PRELEVEMENT DANS UNE RIVIERE OU UN RUISSEAU

- Effectuer le prélèvement le plus possible du courant principal et pas trop près de la berge où l'eau peut être stagnante et non représentative.
- Faire attention à ne pas introduire de matière flottante et de matériau de la berge du cours d'eau dans le prélèvement. Il peut être judicieux d'attacher un câble à la coupe d'échantillonnage stérile et d'effectuer le prélèvement depuis un pont ou un emplacement en surplomb. On peut également lancer la coupe depuis la berge et la ramener en tirant doucement.

4.PROCEDURES ACEPTIQUES

- Le respect d'une hygiène globale et de procédures aseptiques est de la plus haute importance ; les précautions doivent être renforcées à l'extérieur du laboratoire central, c'est-à-dire sur le terrain.
- Tout doit être propre et stérile, en particulier sur les surfaces suivantes :
 - a. Surface intérieure de la coupe d'échantillonnage
 - b. Surface intérieure de l'entonnoir à filtration
 - c. Membranes filtrantes et tampons de support
 - d. Surface supérieure du support de membrane
 - e. Intérieur des boîtes de Pétri
 - f. Bras de distribution de tampons et pinces
- Sécher l'unité de filtration et la coupe d'échantillonnage à l'aide de papier de soie propre (
- Verser 1 ml de méthanol dans la coupe d'échantillonnage et agiter (le méthanol peut être stocké dans les bouteilles en plastique fournies)
- Placer la coupe d'échantillonnage en position verticale à l'écart de tout produit inflammable.

- À l'aide du briquet fourni, enflammer le méthanol. Pendant la consommation du méthanol, renverser l'unité de filtration dans la coupe d'échantillonnage.
- Attendre au moins 5 minutes pour garantir la stérilisation de la coupe d'échantillonnage et de l'unité de filtration. En milieu anaérobie, la consommation du méthanol produit du formaldéhyde qui assure une stérilisation totale
- Jeter tout résidu de solution
- Les procédures de stérilisation ci-dessus de séchage de l'unité de filtration, la coupe d'échantillonnage ainsi que le rejet de tout résidu de solution doivent être effectués immédiatement avant l'échantillonnage et après le filtrage de chaque prélèvement.
- Utiliser des boîtes de Pétri réutilisables ou bien jetables préstérilisés en plastique. Les boîtes en aluminium doivent être stérilisées à l'eau bouillante avant utilisation. Après stérilisation, laisser sécher les boîtes. D'autres méthodes de stérilisation peuvent être utilisées, notamment l'autoclavage ou le placement des boîtes en aluminium dans un four traditionnel à 300°C pendant 30 minutes.
- Les tampons stériles sont fournis par cartouches de 100. Un distributeur de tampons stériles permet d'introduire celles-ci dans les boîtes de Pétri. Il est préférable de placer les tampons avant de se rendre au point d'échantillonnage ; ainsi, le distributeur peut fixer à une cartouche de tampons et rester propre et stérile. Si le placement de tampons sur le terrain est nécessaire, toutes les précautions doivent être prises pour éviter toute contamination du distributeur et de la cartouche. Dès qu'une cartouche est terminée, en remettre tout de suite une dans le distributeur. Ne pas laisser le distributeur sans cartouche. En l'absence de distributeur, utiliser une pince stérile.
- Avant de manipuler une membrane filtrante avec la pince, stériliser celle-ci à la flamme : maintenir l'extrémité de la pince dans une flamme pendant 5 secondes et laisser refroidir avant la manipulation.

5.TRAITEMENT D'ECHANTILLON POUR ANALYSE DES COLIFORMES

- L'incubation de tous les échantillons doit être effectuée dans les 6 heures suivant l'échantillonnage.
- Placer un tampon de culture dans une boîte de Pétri stérile et saturée de BLSFM.
- Desserrer l'entonnoir à filtration et le retirer du support de base.
- Stériliser la pince à flamme et laisser refroidir. À l'aide de cette pince, placer une membrane sur le support en bronze, côté quadrillé vers le haut. Si la membrane se déchire ou est contaminée, la jeter et en utiliser une autre.
- Bloquer la membrane en poussant l'entonnoir à filtration complètement vers le bas.
- Verser l'échantillon d'eau dans l'entonnoir à filtration jusqu'à la graduation 100 ml.
- Raccorder la pompe à vide à main à la base de l'unité de filtration et pomper pour aspirer l'échantillon d'eau à travers la membrane.
- Lorsque toute l'eau est filtrée, dégager la pompe à vide et retirer la membrane de l'unité de filtration à l'aide de la pince stérile.
- Remettre le couvercle de la boîte de Petri en place et indiquer sur une étiquette le numéro d'échantillon. Placer ensuite le portoir plein dans l'étuve.

- Il est important de signaler qu'après le traitement du dernier échantillon, une période de réactivation de 1 à 4 heures doit être observée avant l'incubation. Cette période permet aux coliformes ayant subi un stress physiologique de récupérer avant la mise en culture.
- Pour l'incubation des coliformes fécaux, sélectionner la température de 44°C et placer le portoir à boîte de Pétri chargé à l'intérieur de l'étuve. Pour l'analyse des coliformes totaux, sélectionner la température de 37°C.
- La période d'incubation minimale est de 14 heures, suivie d'une période de réactivation de 4 heures.

6.DENOMBREMENT DES COLIFORMES ET ENREGISTREMENT DES RESULTATS

- Noter le réglage de température de l'étuve, c'est-à-dire 44°C ou 37°C.
- Après l'incubation, éteindre l'appareil et retirer chaque boîte de Petri de l'étuve.
- Placer les boîtes de Petri sur une surface plane.
- Retirer le couvercle et compter les colonies jaunes sans tenir compte de leur taille. Utiliser une loupe à main, si nécessaire. Compter les colonies en quelques minutes car les couleurs sont susceptibles de changer en refroidissant et en reposant. Ignorer les colonies qui ne sont pas jaunes (roses et transparentes par exemple)
- Après détermination du nombre de colonies jaunes dans chaque étuve et en supposant que 100 ml d'échantillon ont été filtrés, cette valeur est égale au nombre de coliformes par 100 ml. Les échantillons qui ont été incubés à 37°C sont les coliformes totaux, et ceux incubés à 44°C les coliformes fécaux (thermotolérants)

7.ANALYSE DES STREPTOCOQUES FECAUX

➤ PRINCIPE

Cette méthode de filtration sur membrane permet de détecter et de dénombrer les streptocoques fécaux. Elle peut être utilisée sur tous les types d'eau, sauf si la turbidité de l'échantillon est trop élevée pour permettre le passage de l'eau à travers la membrane.

L'utilisation de l'équipement est la même qu'à la section 8.

L'échantillon d'eau est filtré au travers de la membrane capable de retenir les bactéries. L'incubation de la membrane est effectuée sur gélose de Slanetz et Bartley ; les streptocoques fécaux se multiplient en colonies rouges ou marron après l'incubation.

➤ PREPARATION DU MILIEU

- Mettre en suspension 42 grammes de milieu de culture Slanetz et Bartley dans 1 litre d'eau distillée et amener à ébullition pour dissoudre complètement la gélose. Ne pas trop chauffer.
- Répartir dans les boîtes de Petri jetables en plastique (les boîtes en aluminium ne sont pas assez profondes)
- Laisser la gélose refroidir et se solidifier. De la gélose transparente doit alors remplir la boîte de Petri sur une épaisseur d'environ 3 mm. Ne pas refondre.

Consommable

Membranes en nitrocellulose, taille de pore 0,45 mm

Milieu de culture Slanetz et Bartley

Boîtes de Petri stériles en plastique

Equipement

Etuve réglée sur 37°C et 44°C

Dispositif de filtration

➤ PROCEDURE

- Régler l'appareil de filtration et filtrer l'échantillon d'eau comme indiquée à la section 3.
- Une fois l'eau filtrée, retirer la membrane filtrante à l'aide de la pince stérile, la poser sur la gélose préparée dans la boîte de Petri, remettre le couvercle en place, charger dans le portoir à boîte de Petri et mettre le portoir dans l'étuve.
- Pour les eaux potables, incuber à 37°C pendant 48 heures. Pour les eaux non traitées, incuber à 37°C pendant 4 heures, puis à 44°C pendant 44 heures.
- Dénombrer les colonies roses et marron. Il s'agit du nombre de streptocoques présumés par le volume d'eau filtrée, qui est normalement 100 ml.

8.SÉLECTION DES VOLUMES OPTIMAUX POUR LA FILTRATION SUR MEMBRANE

Le volume optimal d'échantillon est celui permettant le dénombrement le plus précis des bactéries. C'est le cas lorsque le nombre de colonies de coliformes fécaux sur la membrane après incubation est compris entre 20 et 200. S'il y a moins de 10 colonies, il y a un risque d'erreur statistique ; en revanche, il est difficile de compter plus de 200 colonies.

➤ Eaux potables

Le nombre de coliformes fécaux dans les échantillons d'eau traitée doit normalement être de zéro. Le volume d'échantillon préféré est donc 100 ml et un dénombrement de zéro bactérie de coliforme fécal pour 100 ml indique une alimentation en eau salubre d'un point de vue microbiologique. Si l'on compte plus d'un coliforme fécal par 100 ml, il y a contamination et une intervention doit être effectuée.

➤ Eaux brutes

Pour les sources d'eau et les eaux partiellement traitées, notamment celles provenant des nappes phréatiques, il est préférable d'adapter la taille du prélèvement pour obtenir un dénombrement de colonies compris entre 10 et 200. Il peut être utile de traiter plusieurs volumes lors du premier échantillonnage de l'eau. Dans ce cas, il n'est pas nécessaire de re-stériliser l'appareil de filtration entre les différents volumes du même échantillon, dans la mesure où le volume le plus petit est traité en premier.

Tableau 53 : Volume eaux brutes

Source du prélèvement	Volume approprié		
	100 ml	50 ml	10 ml
Lacs, réservoirs, rivières et autres source de surface	*	**	***
Puits, trous de forage, autres sources d'eau protégées	*	**	*

*** Volume normal et premier choix

** Volume probable

* Volume possible

Annexe 5 : Résultats d'analyses faites au laboratoire de l'IPM**1.Synthèses des résultats d'analyse faites aux laboratoires de l'IPM***Tableau 54 : Synthèses des résultats d'analyse aux laboratoires de l'IPM*

Région	District	Site	Conformité	Raison de la non-conformité
Résultats 2014-2015				
Analamanga	Ankazobe	Ankarogana	Non conforme	Bactéries coliforme
		Ambohimano	Non conforme	Bactéries coliforme
		Amboaroisaka	Non conforme	Bactéries coliforme
		Ambazaha	Non conforme	Bactéries coliforme
		Mamory	Non conforme	Bactéries coliforme
		Morafeno	Non conforme*	Bactéries coliforme
		Masindray	Non conforme	Bactéries coliforme
		Tsisangaina	Non conforme	Bactéries coliforme
		Ambatomasina	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Talata Angavo	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Tsiazokararo	Non conforme	Bactéries coliforme
		Tsaramasoandro	Non conforme	Bactéries coliforme
		Ampahabato	Non conforme	Bactéries coliforme
Alaotra Mangoro	Moramanga	Miakadaza	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Anovitra/Alarobia	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Ambohimalaza	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
Bongolava	Tsiroanomandidy	Ambararataba	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Andranomadio/soavinarivo	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Andranomadio	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Antsingila	Non conforme	chlore libre
		Amparibe	Non conforme	Fer
Vakinakaratra	Antsirabe II	Antanifots/Amboniandrefana (eau de puit)	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme

Région	District	Site	Conformité	Raison de la non-conformité
Résultats 2014-2015				
		Antanifots/Ambatovaventy (eau de puit)	Non conforme	bactéries coliforme mais dans d'autre site, on peut trouver des Escherichia coli
		Antanifots/Antsahantateraka(eau de puit)	Non conforme	bactéries coliforme mais dans d'autre site, on peut trouver des Escherichia coli
		Antanifots/Mahalavolona	Non conforme	Bactéries coliformes et Escherichia coli
		Antanifots/Ambatovaventy (eau de puit)	Non conforme	Ammonium
		Ambohimandroso/Tsarasaotra Ouest	Non conforme	bactéries coliforme et Escherichia coli
		Ambohimandroso/Tsarasaotra Est	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Antanambao/Soanierana	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Iharandramosa	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Anoramena	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Nanduhizana	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Antanandava Sud	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		BF Sarodrivotra Nord	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme
		Ambohimahatsinjo Sud	Non conforme	Escherichia coli et bactéries coliforme

Région	District	Site	Conformité	Raison de la non-conformité
Résultats 2015-2016				
Alaotra Mangoro	Moramanga	Anjiro(Phase 2)	Non conforme	Escherichia coli et Bacérie coliforme;couleur(20au lieu de inf2,5)
		Anjiro(phase 3)	Non conforme	Escherichia coli et Bacérie

Région	District	Site	Conformité	Raison de la non-conformité
Résultats 2015-2016				
				coliforme; turbidité(8,3 au lieu de inf2,5)
		Manankasina(phase 2)	Non conforme	Escherichia coli et bactérie coliforme;couleur 5
		Manankasina(phase 3)	Conforme	
		Bevato(phase2)	Non conforme	couleur 10
		Bevato(phase3)	Non conforme	Escherichia coli et bactérie coliforme;pH 6,25
		Ambohimarina (phase 2)	Non conforme	Escherichia coli et bactérie coliforme
		Ambohimarina (phase 3)	Non conforme	Escherichia coli et bactérie coliforme
		Ambohimarina	Non conforme	Turbidité =9,4 et couleur=20
Analmana	Ankazobe	Antotohazo(phase2)	Non conforme	bactérie coliforme(2)
		Antotohazo(phase3)	Non conforme	bactérie coliforme(8)
		Fihaonana(phase2)	Non conforme	bactérie coliforme(15)
		Fihaonana(phase3)	Non conforme	bactérie coliforme(23);couleur 5
		Talata AngavoPhase2	Non conforme	Coliforme(24) E.coli(2);Fe(0,8mg/l au lieu de inf 0,3)
		Talata AngavoPhase3	Non conforme	Coliforme(60) et E.coli(2); pH=6,14 et Cl(libre=0,01 au lieu de sup à 0,01mg/l & total=0,01 au lieu de sup à 0,01mg/l
Vakinankaratra	Antsirabe II	Antanifotsy/Anosilehibe P2	Conforme	
		Antanifotsy/Anosilehibe P3	Non conforme	Nitrite - NO2 (0,3 au lieu de inf0,1mg/l)
		Antanifotsy/Mananentivohitra	Non conforme	coliforme(6) et E.coli(1)
		Antanifotsy/mananentivohitra(carriere)	Non conforme	Coliforme(8);Nitrite - NO2 (0,1 au lieu de inf0,1mg/l)
		Antanambao/Soavimbahoaka	Non conforme	Coliforme(36) E.coli(16); couleur 5
		Fidirana/Morafeno	Conforme	
		Fidirana/Morafenomiadana	Non conforme	Coliforme(36) E.coli(1); pH=6,4 et Cl(inf à 0,01 au lieu de sup 0,01mg/l)
		Fidirana/Morafeno fidirana	Non conforme	Coliforme(1); Cl libre inf à 0,01mg/l et Nitrite- NO2(0,1 au lieu

Région	District	Site	Conformité	Raison de la non-conformité
Résultats 2015-2016				
				de inf 0,1mg/l)
		Fidirana/Tsinjoarivo	Non conforme	Coliforme(440) et E.coli(16)
		Fidirana/Antampondravola P2	Non conforme	Cl libre et total =0,00 au lieu de sup à 0,01mg/l
		Fidirana/Antampondravola P3	Non conforme	Coliforme(3)
		Fidirana/Ankalampona P3	Non conforme	Coliforme(2)
		Fidirana Amboahangy(puits)	Non conforme	coliforme(44) et E.coli(8)
		Fidirana EPP(puits)	Non conforme	Coliforme(4) et E.coli(3)
		Fidirana Ambohimasikely(puits)	Non conforme	Coliforme(15) et E.coli(1)
		Fidirana EKAR	Non conforme	Coliforme(15) et E.coli(6)
		Ranomafana Antohobe/Tsarazafy P2	Non conforme	pH = 6,4
		Ranomafana Antohobe/Tsarazafy P3	Non conforme	pH = 6,4
		Ranomafana Antohobe/Ambohitrinilahy	Conforme	
		Ranomafana Antohobe/Matielona	Non conforme	Coliforme(2) et E.coli(1); Cl libre et total 0,00mg/l
		Ranomafana Antohobe/Ampaho		
		Faratsiho/Ambodiala	Non conforme	Coliforme(4); Cl libre et total = 0,01 mg/l
		Faratsiho/ Dango(puits)	Non conforme	Cl libre inf 0,01mg/l et Nitrite-NO2=0,01mg/l au lieu de inf0,01mg/l
		Faratsiho/Ambohitrombalahy	Non conforme	Cl libre =0,00mg/l
		Faratsiho/Antsira		
		Antsampanimahazo/Anjanakantitra	Non conforme	Coliforme(4) et E.coli(2); Cl libre et total inf à 0,01mg/l ,Nitrite NO2=0,1 et pH=6,4

2. Résultat d'analyse pour l'AEP de Miakadaza**LABORATOIRE D'HYGIENE DES ALIMENTS ET DE L'ENVIRONNEMENT**

B.P. 1274 ANTANANARIVO 101
Tél : 22 401-64 ; 22 401-65 ; 22 412-72 ; 22 412-74
Télécopie : (261-20) 22 407 17
e-mail : lhac@pasteur.mg



Réf. Commande :
N/réf. : EAU-1133-26/03/2015-4
V/réf. : SABOTSY ANJIRO / MORAMANGA (

Antananarivo, le 31 mars 2015

RAPPORT D'ESSAIS

Examen demandé par :
WaterAid Madagascar
Lot IVR 19 bis, Rue Lénine
PO Box 6082
ANTANANARIVO

Désignation du produit : EAU non TRAITEE pour consommation
MIAKADAZA

Date du prélèvement : 26/03/2015
Lieu de prélèvement : MIAKADAZA
Arrivée au laboratoire le : 26/03/2015
Nombre échantillons : 4
Date des manipulations : 26/03/2015
Prél. effectué par : MIARINDRATOSOA Asinony
(Techn. hydraul. FIFRIFAMA)
Temp. de réception : 10 °C
Conditionnement : Flacon stérile

N° d'échant.	1133-1	1133-2	1133-3	1133-4	Unités	Critères	Méthodes
V/Réf. Echant.	RESERVOIR Miakadaza	FOYER Miakadaza	BF Miakadaza avaratra	BARRAGE PE Ambohibehasin a FKT Miakadaza			
*Escherichia coli	12	50	2	27	NPP/100ml	0	ISO 9308-2
*Bactéries Coliformes	61	60	91	84	NPP/100ml	10	ISO 9308-2
Déclaration de conformité	NON CONFORME	NON CONFORME	NON CONFORME	NON CONFORME			

Origine des critères : Cahier des charges Wateraid et décret malgache N° 2004-635 portant modification décret n° 2003-941 du 09 sept. 2003 relatif à la surveillance de l'eau, au contrôle des eaux destinées à la consommation humaine et aux priorités d'accès à la ressource en eau

Les échantillons analysés sont non conformes aux critères bactériologiques de potabilité.


Copie à : - -

DIRECTEUR DE LABORATOIRE


Madame Alexandra BASILARAU
Alexandra BASILARAU
Directrice
des laboratoires
Institut Pasteur de Madagascar

- Le rapport d'analyse ne concerne que les échantillons soumis à l'analyse
- L'accréditation par le Cofrac atteste de la compétence des laboratoires pour les seuls essais couverts par l'accréditation identifiés par le symbole *
- La déclaration de conformité n'est couverte par l'accréditation que si l'ensemble des résultats pris en considération pour conclure est couverte par l'accréditation
- Pour déclarer, ou non, la conformité à la spécification, il n'a pas été tenu explicitement compte de l'incertitude associée au résultat. Les incertitudes de mesure sont tenues à disposition au laboratoire
- La reproduction de ce document n'est autorisée que sous la forme de fac-similé photographique intégral

3. Résultats d'analyse pour l'AEP d'Antaninandro, Sabotsy-Anjiro➤ Eau brute

Laboratoire d'Hygiène des Aliments et de l'Environnement

Institut Pasteur de Madagascar

B.P. 1274 ANTANANARIVO 101
 Tél : 22 401-64; 22 401-65; 22 412-72; 22 412-74
 Télécopie : (261-20) 22 407 17
 e-mail : lhne@pasteur.mg


 Accréditation
 N° 1-1872
 Portée disponible
 sur www.cofrac.fr

WaterAid Madagascar
 Lot IVR 19 bis, Rue Lénine
 PO Box 6082
 101 ANTANANARIVO
 MADAGASCAR

Réf. commande :
 N/Réf : 160812 000957 01
 V/Réf :

Antananarivo, le 18/08/2016

RAPPORT D'ESSAIS

PRELEVEMENT


Examen demandé par : WaterAid Madagascar	Arrivée au laboratoire le : 12/08/2016
Désignation du produit : Eau non traitée	Nbre d'échantillons : 1
Date du prélèvement : 12/08/2016 à 05H08	Date des manipulations : 12/08/2016
Lieu de prélèvement : Antaninandro	Prélèvement effectué par : Vos soins
Température au prélèvement : °C	Température de réception : 11.2 °C
Référence : Captage	

Paramètre	Ech 104550	Unité	Critère	Méthode
Bactéries coliformes	> 2400	NPP/100ml	0	ISO 9308-2
Escherichia coli	150	NPP/100ml	0	ISO 9308-2
Entérocoques intestinaux	260	NPP/100ml	0	IDX 33/03-10/13


N/A ou N.M. = non analysé

CONCLUSION : Les éléments recherchés ne respectent pas les critères fixés par le Décret n°2004-635/MEM du 15/06/04 relatif aux normes de potabilité malagasy

Date de validation : 18/08/2016
 JACKSON MAHAZOSAOTRA
 RESPONSABLE TECHNIQUE


 Jackson MAHAZOSAOTRA
 Responsable technique microbiologie
 Laboratoire d'Hygiène des Aliments et de l'Environnement
 Institut Pasteur de Madagascar

Le rapport d'analyse ne concerne que les échantillons soumis à l'analyse.

L'accréditation du COFRAC atteste de la compétence des laboratoires pour les seuls essais couverts par l'accréditation, qui sont identifiés par le symbole .





La déclaration de conformité n'est couverte par l'accréditation que si l'ensemble des résultats pris en considération pour conclure est couverte par l'accréditation.

Pour déclarer, ou non, la conformité à la spécification, il n'a pas été tenu explicitement compte de l'incertitude associée au résultat. Les incertitudes de mesure sont tenues à disposition au laboratoire.

La reproduction de ce document n'est autorisée que sous la forme de fac-similé photographique intégral.


Page 1/1

➤ Eau filtrée

Laboratoire d'Hygiène des Aliments et de l'Environnement																									
 Institut Pasteur de Madagascar		B.P. 1274 ANTANANARIVO 101 Tél : 22 401-64; 22 401-65; 22 412-72; 22 412-74 Télécopie : (261-20) 22 407 17 e-mail : lhac@pasteur.mg		 Accréditation N° 1-1872 Portée disponible sur www.cofrac.fr																					
Réf. Commande : N/Réf : 160182 000957 02 V/Réf :			WaterAid Madagascar Lot IVR 19 bis, Rue Lénine PO Box 6082 101 ANTANANARIVO MADAGASCAR																						
Antananarivo, le 18/08/2016																									
RAPPORT D'ESSAIS																									
PRELEVEMENT																									
Examen demandé par :		WaterAid Madagascar		Arrivée au laboratoire le :																					
Désignation du produit :		Eau filtrée		Nbre d'échantillons :																					
Date de prélèvement :		12/08/2016 à 05H10		Date des manipulations :																					
Lieu de prélèvement :		Anatninandro, sortie filtre		Prélèvement effectué par :																					
Température au prélèvement :		°C		Température de réception :																					
Référence :		filtre																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 30%;">Paramètre</th> <th style="width: 10%;">Ech 104551</th> <th style="width: 10%;">Unité</th> <th style="width: 10%;">Critère</th> <th style="width: 40%;">Méthode</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bactéries coliformes</td> <td>5</td> <td>NPP/100ml</td> <td>0</td> <td>ISO 9308-2</td> </tr> <tr> <td>Escherichia coli</td> <td>3</td> <td>NPP/100ml</td> <td>0</td> <td>ISO 9308-2</td> </tr> <tr> <td>Entérocoques intestinaux</td> <td><1</td> <td>NPP/100ml</td> <td>0</td> <td>IDX 33/03-10/13</td> </tr> </tbody> </table>						Paramètre	Ech 104551	Unité	Critère	Méthode	Bactéries coliformes	5	NPP/100ml	0	ISO 9308-2	Escherichia coli	3	NPP/100ml	0	ISO 9308-2	Entérocoques intestinaux	<1	NPP/100ml	0	IDX 33/03-10/13
Paramètre	Ech 104551	Unité	Critère	Méthode																					
Bactéries coliformes	5	NPP/100ml	0	ISO 9308-2																					
Escherichia coli	3	NPP/100ml	0	ISO 9308-2																					
Entérocoques intestinaux	<1	NPP/100ml	0	IDX 33/03-10/13																					
N/A ou N.M. = non analysé CONCLUSION : Les éléments recherchés ne respectent pas les critères fixés par l'arrêté du 11 janvier 2007 modifié (eaux fournies par un réseau de distribution)																									
Date de validation : 18/08/2016 JACKSON MAHAZOSAOTRA RESPONSABLE TECHNIQUE																									
 Jackson MAHAZOSAOTRA Responsable technique microbiologie Laboratoire d'Hygiène des Aliments et de l'Environnement Institut Pasteur de Madagascar																									
<p>Le rapport d'analyse ne concerne que les échantillons soumis à l'analyse.</p> <p>L'accréditation du COFRAC atteste de la compétence des laboratoires pour les seuls essais couverts par l'accréditation, qui sont identifiés par le symbole .</p> <p>La déclaration de conformité n'est couverte par l'accréditation que si l'ensemble des résultats pris en considération pour conclure est couverte par l'accréditation.</p> <p>Pour déclarer, ou non, la conformité à la spécification, il n'a pas été tenu explicitement compte de l'incertitude associée au résultat. Les incertitudes de mesure sont tenues à disposition au laboratoire.</p> <p>La reproduction de ce document n'est autorisée que sous la forme de fac-similé photographique intégral.</p>																									
					Page 1/1																				


➤ Eau traitée par le chlore produit par le système de PAC

Laboratoire d'Hygiène des Aliments et de l'Environnement



**Institut Pasteur
de Madagascar**

B.P. 1274 ANTANANARIVO 101
Tél : 22 401-64; 22 401-65; 22 412-72; 22 412-74
Télécopie : (261-20) 22 407 17
e-mail : lhac@pasteur.mg



Accréditation
N° 1-1872
Portée disponible
sur www.cofrac.fr

Réf. Commande :
N/Réf : 180 182 000957 02
V/Réf :

WaterAid Madagascar
Lot IVR 19 bis, Rue Lénine
PO Box 6082
101 ANTANANARIVO
MADAGASCAR

Antananarivo, le 18/08/2016


RAPPORT D'ESSAIS			
PRELEVEMENT			
Examen demandé par	: WaterAid Madagascar	Arrivée au laboratoire le	: 12/08/2016
Désignation du produit	: Eau traitée	Nbre d'échantillons	: 1
Date de prélèvement	: 12/08/2016 à 05H10	Date des manipulations	: 12/08/2016
Lieu de prélèvement	: Anatinandro, sortie réservoir	Prélèvement effectué par	: Vos soins
Température au prélèvement	: °C	Température de réception	: 11.2°C
Référence	: Eau traitée		

Paramètre	Ech 104552	Unité	Critère	Méthode
Germes revivifiables à 22°C 68h	8	n/ml		NF EN ISO 6222
Germes revivifiables à 36°C 44h	22	n/ml		NF EN ISO 6222
Bactéries coliformes	<1	NPP/100ml	0	ISO 9308-2
Escherichia coli	<1	NPP/100ml	0	ISO 9308-2
Entérocoques intestinaux	<1	NPP/100ml	0	IDX 33/03-10/13


N/A ou N.M. = non analysé

CONCLUSION : Les éléments recherchés respectent les critères fixés par l'arrêté du 11 janvier 2007 modifié (eaux fournies par un réseau de distribution)

Date de validation : 18/08/2016
JACKSON MAHAZOSAOTRA
RESPONSABLE TECHNIQUE



Jackson MAHAZOSAOTRA
Responsable technique Microbiologie
Laboratoire d'Hygiène des Aliments et de l'Environnement
Institut Pasteur de Madagascar

Le rapport d'analyse ne concerne que les échantillons soumis à l'analyse.
L'accréditation du COFRAC atteste de la compétence des laboratoires pour les seuls essais couverts par l'accréditation, qui sont identifiés par le symbole .
La déclaration de conformité n'est couverte par l'accréditation que si l'ensemble des résultats pris en considération pour conclure est couverte par l'accréditation.
Pour déclarer, ou non, la conformité à la spécification, il n'a pas été tenu explicitement compte de l'incertitude associée au résultat. Les incertitudes de mesure sont enues à disposition au laboratoire.

La reproduction de ce document n'est autorisée que sous la forme de fac-similé photographique intégral.

Page 1/1

Annexe 6 : Caractéristiques de l'eau*Tableau 55 : Viscosité dynamique, capacité calorifique et masse volumique*

Température	Caractéristiques		
	Viscosité dynamique	Capacité calorifique	Masse volumique
en °C	Pa.s	J/kg/K	kg/m ³
0	$1,7010^{-3}$	4227,0	1001,3
1	$1,6610^{-3}$	4224,4	1001,1
2	$1,6110^{-3}$	4221,9	1000,8
3	$1,5710^{-3}$	4219,5	1000,6
4	$1,5210^{-3}$	4217,2	1000,4
5	$1,4810^{-3}$	4214,9	1000,1
6	$1,4410^{-3}$	4212,7	999,9
7	$1,4110^{-3}$	4210,6	999,6
8	$1,3710^{-3}$	4208,6	999,4
9	$1,3410^{-3}$	4206,7	999,1
10	$1,3010^{-3}$	4204,8	998,9
11	$1,2710^{-3}$	4203,0	998,6
12	$1,2410^{-3}$	4201,2	998,3
13	$1,2110^{-3}$	4199,5	998,1
14	$1,1810^{-3}$	4197,9	997,8
15	$1,1510^{-3}$	4196,4	997,6
16	$1,1210^{-3}$	4194,9	997,3
17	$1,1010^{-3}$	4193,5	997,1
18	$1,0710^{-3}$	4192,2	996,8
19	$1,0510^{-3}$	4190,9	996,6
20	$1,0210^{-3}$	4189,7	996,3
21	$9,9810^{-4}$	4188,5	996,0
22	$9,7610^{-4}$	4187,4	995,8
23	$9,5410^{-4}$	4186,4	995,5
24	$9,3310^{-4}$	4185,4	995,3
25	$9,1310^{-4}$	4184,5	995,0
26	$8,9310^{-4}$	4183,6	994,8
27	$8,7410^{-4}$	4182,8	994,5
28	$8,5510^{-4}$	4182,0	994,2
29	$8,3710^{-4}$	4181,3	994,0
30	$8,2010^{-4}$	4180,6	993,7
31	$8,0310^{-4}$	4180,0	993,4
32	$7,8610^{-4}$	4179,4	993,2
33	$7,7010^{-4}$	4178,9	992,9
34	$7,5510^{-4}$	4178,5	992,6
35	$7,4010^{-4}$	4178,0	992,4
36	$7,2510^{-4}$	4177,7	992,1
37	$7,1110^{-4}$	4177,3	991,8
38	$6,9710^{-4}$	4177,0	991,6
39	$6,8410^{-4}$	4176,8	991,3
40	$6,7110^{-4}$	4176,6	991,0
41	$6,5910^{-4}$	4176,4	990,8
42	$6,4610^{-4}$	4176,3	990,5
43	$6,3410^{-4}$	4176,2	990,2
44	$6,2310^{-4}$	4176,2	989,9

Tableau 56 : Viscosité cinématique

Température (°C)	Viscosité cinématique (*10 ⁻⁶ m ² /s)
5	1.520
10	1.308
11	1.275
12	1.241
13	1.208
14	1.174
15	1.141
16	1.115
17	1.088
18	1.061
19	1.034
20	1.005
21	0.985
22	0.963
23	0.941
24	0.919
25	0.896
26	0.878
27	0.856
28	0.841
29	0.823
30	0.804
35	0.727
40	0.661
50	0.558
65	0.442

➤ Poids de l'ouvrage

Parois : $2[L * h * e * \rho_b g]$ et $2[l * h * e * \rho_b g]$

Fond : $[L * l * e * \rho_b g]$

Avec

L : Longueur du filtre

l : Largeur du filtre

h : Hauteur du filtre

e : Epaisseur du béton

On alors, on a :

- Poids := $2(3,80 * 1 * 0,15 * 2400 * 9,81) + 2(0,63 * 1 * 0,15 * 2400 * 9,81) = 31\,290\,N = 31,290\,KN$
- Fond : $= 3,80 * 0,63 * 0,15 * 2400 * 9,81 = 8\,454,65\,N = 8,4555\,KN$
- Soit alors *Poids de l'ouvrage* = 39,745 KN

➤ Pression de l'eau

Pression de l'eau = $h_{eau} * L * l * g * \rho_{eau}$

h_{eau} : Hauteur de l'eau maximale qu'il peut y avoir

On alors

Pression de l'eau = $1 * 3,80 * 0,63 * 1000 * 9,81 = 23\,485,14\,N = 23,485\,KN$

On négligera le poids des particules décantées vues que celle-ci subira une vidange périodique et est négligeable face à ceux de l'eau et de l'ouvrage.

Pour qu'il n'y aura pas soulèvement de l'ouvrage par la pression de l'eau, il faut que :

$$\frac{\text{Poids total ouvrage}}{\text{pression de l'eau}} > 1,15 \text{ (facteur de sécurité)}$$

Le rapport est ici égal à 1.7

Donc, il n'y aura pas de soulèvement de l'ouvrage par l'eau.

Annexe 8 : Résumé de l'ensemble des dimensions caractéristiques du décanteur d'Antaninandro-Anjiro

Tableau 57 : Données de base

Détermination de la surface de décantation	
Nombre d'habitant en année 0	93
Taux de croissance	3%
durée de vie du projet	15
Nombre de population dans l'avenir	144,8909697
Nombre d'habitant (arrondi)	145
Besoin journalier par habitant (m3/j/hab)	0,025
besoin journalier (m3/j)	3,62
Débit d'eau à traiter (20% de la demande journalière) (m3/h)	0,72
Débit d'eau à traiter (m3/s)	0,000201237
Hauteur du décanteur (à choisir) comprise entre 1 à 1,5 (m)	1

Tableau 58 : Résumé des paramètres caractéristiques du décanteur d'Antaninadro-Anjiro

facteur de friction d'un béton	0,03											
coefficient admis pour un sable	0,04											
température (°C)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique (Kg/m ³)	Masse volumique de la particule (Kg/m ³)	diamètre de la particule (m)	accélération de la pesanteur (m/s ²)	Vitesse limite de chute (m/s)	surface au sol (m ²)	Largeur (m)	Longueur (m) $L = 6l$	Vitesse horizontale du fluide (m/h)	Charge hydraulique superficielle (m/h)	condition de remise en suspension des particules, vitesse horizontale limite (m/s)
13	1,21 10 ⁻⁰³	998,1	1700	2,00E-05	9,81	1,26 10 ⁻⁰⁴	1,59	0,63	2,52	0,29	0,46	0,04
14	1,18 10 ⁻⁰³	997,8				1,30 10 ⁻⁰⁴	1,55	0,62	2,49	0,29	0,47	0,04
15	1,15 10 ⁻⁰³	997,6				1,33 10 ⁻⁰⁴	1,51	0,61	2,46	0,29	0,48	0,04

facteur de friction d'un béton	0,03											
coefficient admis pour un sable	0,04											
température (°C)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique (Kg/m ³)	Masse volumique de la particule (Kg/m ³)	diamètre de la particule (m)	accélération de la pesanteur (m/s ²)	Vitesse limite de chute (m/s)	surface au sol (m ²)	Largeur (m)	Longueur (m) <i>L = 6l</i>	Vitesse horizontale du fluide (m/h)	Charge hydraulique superficielle (m/h)	condition de remise en suspension des particules, vitesse horizontale limite (m/s)
16	1,12 10 ⁻⁰³	997,7				1,37 10 ⁻⁰⁴	1,47	0,61	2,43	0,30	0,49	0,04
17	1,10 10 ⁻⁰³	997,3				1,39 10 ⁻⁰⁴	1,45	0,60	2,40	0,30	0,50	0,04
18	1,07 10 ⁻⁰³	996,8				1,43 10 ⁻⁰⁴	1,40	0,59	2,37	0,31	0,52	0,04
19	1,05 10 ⁻⁰³	996,6				1,46 10 ⁻⁰⁴	1,38	0,59	2,35	0,31	0,53	0,04
20	1,02 10⁻⁰³	996,3				1,50 10⁻⁰⁴	1,34	0,58	2,31	0,31	0,54	0,04
21	9,98 10 ⁻⁰⁴	996				1,54 10 ⁻⁰⁴	1,31	0,57	2,29	0,32	0,55	0,04
22	9,76 10 ⁻⁰⁴	995,8				1,57 10 ⁻⁰⁴	1,28	0,57	2,26	0,32	0,57	0,04
23	9,54 10 ⁻⁰⁴	995,5				1,61 10 ⁻⁰⁴	1,25	0,56	2,24	0,32	0,58	0,04
24	9,33 10 ⁻⁰⁴	995,3				1,65 10 ⁻⁰⁴	1,22	0,55	2,21	0,33	0,59	0,04
25	9,13 10 ⁻⁰⁴	995				1,68 10 ⁻⁰⁴	1,20	0,55	2,19	0,33	0,61	0,04

Annexe 9 : Détails du dimensionnement du filtre à sable lent pour le système de Miakadaza**1.Fonctionnement à vitesse décroissante**➤ Surface filtrante, longueur et largeurTableau 59 : calcul de la surface filtrante, longueur et la largeur du filtre en fonction de la température

Fonctionnement à vitesse décroissante (pendant la nuit)			L=4l		
température (°c)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique (Kg/m3)	surface (m2)	Longueur (m)	largeur (m)
13	1,21E-03	998,1	38,66	12,44	3,11
14	1,18E-03	997,8	38,66	12,44	3,11
15	1,15E-03	997,6	38,66	12,44	3,11
16	1,12E-03	997,7	38,66	12,44	3,11
17	1,10E-03	997,3	38,66	12,44	3,11
18	1,07E-03	996,8	38,66	12,44	3,11
19	1,05E-03	996,6	38,66	12,44	3,11
20	1,02E-03	996,3	38,66	12,44	3,11
21	9,98E-04	996	38,66	12,44	3,11
22	9,76E-04	995,8	38,66	12,44	3,11
23	9,54E-04	995,5	38,66	12,44	3,11
24	9,33E-04	995,3	38,66	12,44	3,11
25	9,13E-04	995	38,66	12,44	3,11

➤ Vitesse de sédimentation du média filtrant, porosité en expansion, expansion du lit filtrant

Tableau 60 : tableau résumant les résultats de la porosité en expansion et l'expansion du lit filtrant

température (°c)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique (Kg/m3)	vitesse de sédimentation m/s)	débit d'eau de lavage (m3/h)	vitesse superficielle de lavage (m/h)	porosité en expansion	Expansion du lit filtrant
13	1,21E-03	998,1	0,024	339,61	8,78	0,60	1,41
14	1,18E-03	997,8	0,025	348,42	9,01	0,60	1,41
15	1,15E-03	997,6	0,026	357,63	9,25	0,60	1,41
16	1,12E-03	997,7	0,026	367,15	9,50	0,60	1,41
17	1,10E-03	997,3	0,027	374,07	9,67	0,60	1,41
18	1,07E-03	996,8	0,028	384,88	9,95	0,60	1,41
19	1,05E-03	996,6	0,028	392,34	10,15	0,60	1,41
20	1,02E-03	996,3	0,029	404,08	10,45	0,60	1,41
21	9,98E-04	996	0,030	413,19	10,69	0,60	1,41
22	9,76E-04	995,8	0,030	422,64	10,93	0,60	1,41
23	9,54E-04	995,5	0,031	432,60	11,19	0,60	1,41
24	9,33E-04	995,3	0,032	442,49	11,44	0,60	1,41
25	9,13E-04	995	0,033	452,41	11,70	0,60	1,41

➤ Perte de charge engendrée par le média filtrant

Tableau 61 : pertes de charges engendrées par le média filtrant en fonction de la température

température (°c)	Masse volumique (Kg/m3)	ΔP (Pascal)	ΔP (Bar)
13	998,1	3306,60	0,03
14	997,8	3308,25	0,03
15	997,6	3309,34	0,03
16	997,7	3308,80	0,03
17	997,3	3310,99	0,03
18	996,8	3313,74	0,03
19	996,6	3314,84	0,03
20	996,3	3316,49	0,03
21	996	3318,13	0,03
22	995,8	3319,23	0,03
23	995,5	3320,88	0,03
24	995,3	3321,98	0,03
25	995	3323,63	0,03

2.Détermination de la vitesse de filtration par la formule de Carman-Kozeny➤ Surface filtrante

$$U = K * i = K * \frac{\Delta H}{L}$$

$$K = k * \frac{g}{\gamma}$$

Tableau 62 : Calcul de la surface filtrante en fixant la hauteur du lit mais en calculant la vitesse de filtration

température (°c)	viscosité cinématique (m2/s)	Charge totale (m)	Valeur de k	Perméabilité K (m/s)	K (m/h)	Vitesse de filtration U (m/h)	Surface filtrante (m ²)
18	1,06E-06	1,3	2,76E-11	2,55E-04	0,92	1,49	4,86
19	1,03E-06		2,76E-11	2,62E-04	0,94	1,54	4,72
20	1,01E-06		2,76E-11	2,68E-04	0,96	1,57	4,63
21	9,85E-07		2,76E-11	2,74E-04	0,99	1,61	4,52
22	9,63E-07		2,76E-11	2,81E-04	1,01	1,64	4,42
23	9,41E-07		2,76E-11	2,87E-04	1,03	1,68	4,31
24	9,19E-07		2,76E-11	2,94E-04	1,06	1,72	4,21
25	8,96E-07		2,76E-11	3,02E-04	1,09	1,76	4,11

➤ Perte de charge dans le filtre

Tableau 63 : résultats de la perte de charge dans le filtre

température (°c)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique (Kg/m3)	diamètre effective (m)	vitesse de filtration (m/s)	facteur de forme du sable	porosité du média	épaisseur du média (m)	perte de charge par mètre de colonne d'eau (ΔH/L)	ΔH (Pa)	ΔH (bar)
18	1,07E-03	996,8	3,00E-04	4,14E-04	2,5	0,3	0,8	5358,073	4286,46	0,0536
19	1,05E-03	996,6		4,28E-04				5434,362	4347,49	0,0543
20	1,02E-03	996,3		4,36E-04				5381,934	4305,55	0,0538
21	9,98E-04	996		4,47E-04				5400,015	4320,01	0,0540
22	9,76E-04	995,8		4,56E-04				5379,380	4303,50	0,0538
23	9,54E-04	995,5		4,67E-04				5386,370	4309,10	0,0539
24	9,33E-04	995,3		4,78E-04				5393,226	4314,58	0,0539
25	9,13E-04	995		4,89E-04				5400,351	4320,28	0,0540

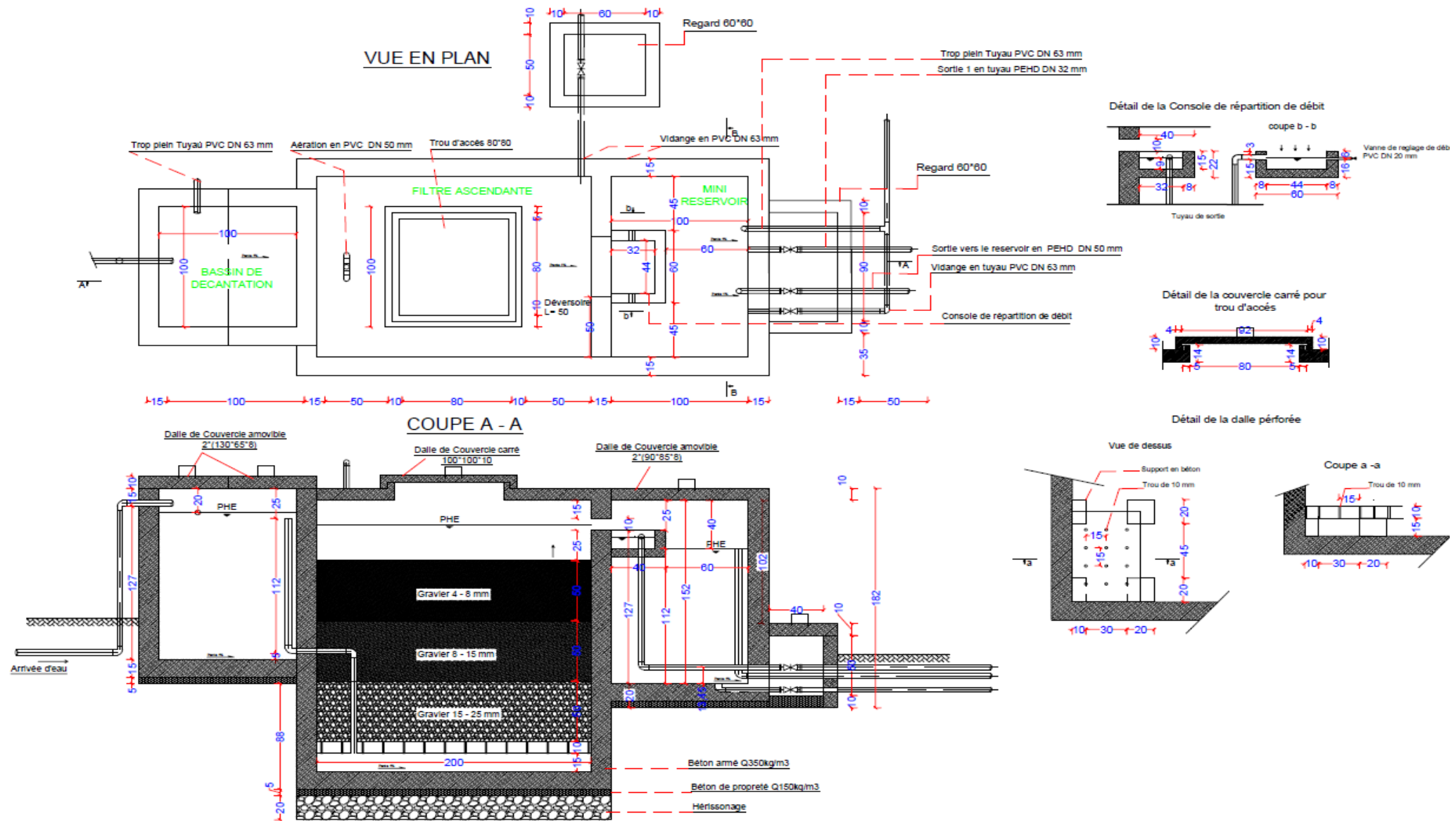
➤ Longueur, largeur*Tableau 64 : détermination de la longueur et largeur du filtre en marche normale*

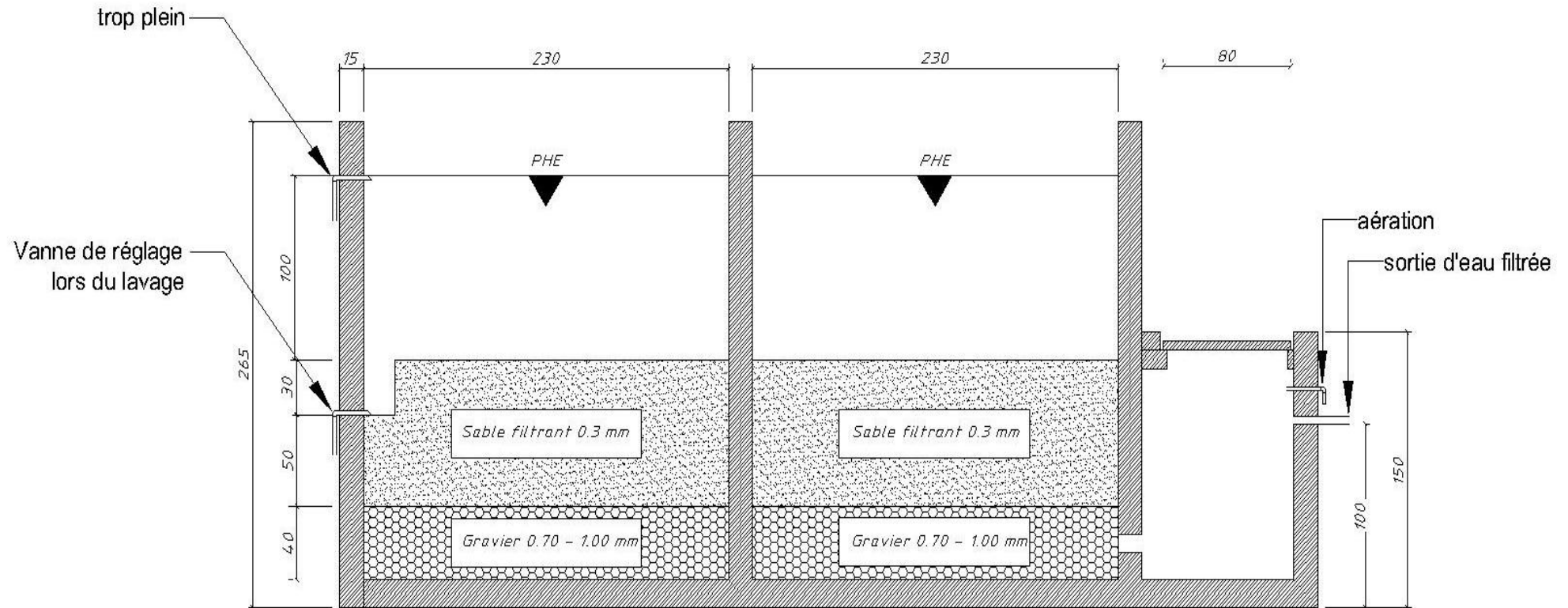
marche normale					
température (°c)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique (Kg/m3)	Surface	Longueur (m)	largeur (m)
18	1,07E-03	996,8	4,86	4,41	1,10
19	1,05E-03	996,6	4,72	4,35	1,09
20	1,02E-03	996,3	4,63	4,30	1,08
21	9,98E-04	996	4,52	4,25	1,06
22	9,76E-04	995,8	4,42	4,20	1,05
23	9,54E-04	995,5	4,31	4,15	1,04
24	9,33E-04	995,3	4,21	4,11	1,03
25	9,13E-04	995	4,11	4,05	1,01

➤ Vitesse de sédimentation, débit d'eau de lavage, vitesse superficielle de lavage, porosité en expansion et expansion du lit*Tableau 65 : Vitesse de sédimentation, débit d'eau de lavage, vitesse superficielle de lavage, porosité en expansion et expansion du lit en marche normale*

température (°c)	Viscosité dynamique (Pa.s)	Masse volumique (Kg/m3)	vitesse de sédimentation m/s)	débit d'eau de lavage (m3/h)	vitesse superficielle de lavage (m/h)	porosité en expansion	expansion du lit filtrant
18	1,07E-03	996,8	0,028	48,38	10,97	0,62	1,46
19	1,05E-03	996,6	0,028	47,92	11,03	0,61	1,45
20	1,02E-03	996,3	0,029	48,40	11,25	0,61	1,44
21	9,98E-04	996	0,030	48,26	11,36	0,61	1,44
22	9,76E-04	995,8	0,030	48,27	11,48	0,61	1,43
23	9,54E-04	995,5	0,031	48,27	11,62	0,61	1,43
24	9,33E-04	995,3	0,032	48,22	11,75	0,61	1,42
25	9,13E-04	995	0,033	48,07	11,86	0,61	1,44

Annexe 10 : Plan du filtre rapide de dégrossissage



Annexe 11 : Vue en coupe du filtre à sable lent :

Lavage du sable➤ Graviers :

- On a utilisé 4cm de gravier de drainage
- On a ensuite remuer le gravier jusqu'à ce que l'eau devienne très sale avec les mains
- On répète le processus jusqu'à ce que l'eau dans le récipient soit claire
- On a lavé ensuite le reste des graviers
- Et enfin on les a désinfectés par UV en les séchant au soleil sur une bâche déjà désinfectée.

➤ Sable de filtration

- JAR TEST : Expérimenter la procédure de lavage afin de déterminer le bon nombre de lavages. Laver le sable, comme décrit dans les étapes "MISE EN PLACE" et pendant le lavage, compter le nombre de vidanges nécessaires.
 - Utiliser un pot transparent avec un couvercle: Mettre un peu de sable dans le récipient + quantité égale d'eau claire. Fermer et agiter 3-4 secondes après l'arrêt du tourbillon, on devra voir la surface du sable.
 - MISE EN PLACE : Mettre environ 10 cm de sable de 0,7 mm dans un conteneur d'environ 40 cm de profondeur
 - Ajouter le double de la quantité d'eau dans le récipient.
 - Remuer le sable 10 fois très vite à la main en assurant que nos doigts touchent le fond du récipient afin que tout le sable soit en mouvement.
 - Vider rapidement l'eau sale.
 - Répéter les étapes une à plusieurs fois mais l'eau doit rester un peu sale
 - Laver le reste du sable en utilisant la même méthode
 - Placer tout le sable de filtration sur une bâche ou une surface de béton au soleil pour qu'il sèche.
 - Stocker/emballer le sable sous couvert une fois sec.
 - TEST DE DÉBIT : Pour l'épreuve finale du sable, installez le filtre et le gravier puis testez le débit. Le débit doit être de 0. 4 L/min lorsque le filtre est installé.
-
- Si le débit est nettement supérieure à 0,4 l/minute, le sable a été trop lavé. Ainsi le nombre de lavage doit être diminué. Un débit trop rapide n'est pas acceptable - le filtre ne sera pas efficace.
 - Si le débit est très inférieur à 0,4 l/minute, le sable n'a pas été assez lavé. On devra donc augmenter le nombre de fois de lavage. Le filtre fonctionne toujours si le débit est trop lent, mais va se boucher plus rapidement, ce qui nécessite un entretien plus fréquent.

Rappel et données:

- Résistance du béton à la compression = 17.5 N/m^2
- Résistance de l'acier à la traction = 220 N/m^2
- Poids spécifique du béton = 2.4
- Poids spécifique du sol naturel = 1.9
- Poids spécifique du sable = 1.7
- Poids spécifique du gravier = 1.6

On doit vérifier le soulèvement de l'ouvrage par la pression de l'eau :

1. Poids de l'ouvrage (un seul filtre)

Parois : $3[L * h * e * \rho_b g]$ et $4[l * h * e * \rho_b g]$

Fond : $[L * l * e * \rho_b g]$

Avec L : Longueur du filtre

l : Largeur du filtre

h : Hauteur du filtre

e : Epaisseur du béton

On alors, on a :

$$\text{Poids : } = 3(9,20 * 2,50 * 0,15 * 2400 * 9,81) + 2(2,30 * 2,50 * 0,15 * 2400 * 9,81) = 243\,680 + 83\,876 \text{ N} = 327\,556 \text{ N} = 327,556 \text{ KN}$$

$$\text{Fond : } = 9,20 * 4,75 * 0,15 * 2400 * 9,81 = 154\,331 \text{ N} = 154,331 \text{ KN}$$

$$\text{Soit alors Poids de l'ouvrage} = 481,887 \text{ KN}$$

2. Pression de l'eau = $h_{eau} * L * l * g * \rho_{eau}$

h_{eau} : Hauteur de l'eau maximale qu'il peut y avoir

On alors

$$\text{Pression de l'eau} = 2,20 * 9,20 * 4,60 * 1000 * 9,81 = 913.350 \text{ KN}$$

Il est à noter que si le bassin filtrant est vide, il va se produire une poussée ascensionnelle. Par contre, s'il reste dans le filtre le gravier et une partie du sable, leurs poids peuvent être ajoutés à celui de l'ouvrage.

- Poids du gravier := $9,2 * 4,60 * 0,40 * 1600 * 9,81 = 265\,702 \text{ N} = 265,702 \text{ KN}$
- Poids du sable := $9,2 * 4,60 * 0,80 * 1700 * 9,81 = 564\,617 \text{ N} = 564,617 \text{ KN}$

Pour qu'il n'y aura pas soulèvement de l'ouvrage par la pression de l'eau, il faut que :

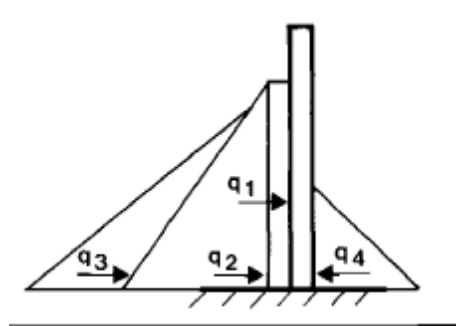
$$\frac{\text{Poids total ouvrage}}{\text{pression de l'eau}} > 1,15 \text{ (facteur de sécurité)}$$

Le rapport est ici égal à 1.27. Donc il n'y a pas un risque de soulèvement de l'ouvrage par l'eau

Comme il ne se produit pas de moments fléchissant importants dans le fond du filtre, une armature de $\varnothing 18 - 200$ est suffisante.

➤ Calcul des parois du filtre

- Grand côté
- Diagramme



Les charges qui s'appliquent sur le grand côté sont :

- Charge superficielle (s'applique sur toute la hauteur du grand côté) $q_1 = \frac{\rho g h_0 e}{L} = 1.4 \text{ KN/m}$
- Charge due au sol $q_2 = \frac{1}{3} \rho_{sol} g h_1 = 13.66 \text{ KN/m}$
- Charge due à l'eau $q_3 = \rho g h_2 = 19.62 \text{ KN/m}$
- Charge due au gravier et sable $q_4 = \frac{1}{3} \rho_p g h_3 = 6.67 \text{ KN/m}$

Avec :

h_0 : Hauteur totale enlevée du niveau d'entrée d'eau brute (2.20m)

$$h_1 = h_0 = 2.20 \text{ m}$$

h_2 : Hauteur normale d'eau brute dans le filtre (2m)

h_3 : Hauteur du niveau de sable (1.2m)

Le moment d'entrée au fond du filtre s'élèvera donc à :

$$M_A = \frac{1}{2} * 1.4 * 2.20^2 + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} * 13.66 * 2.20^2 \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} * 19.62 * 2^2 \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} * 6.67 * 1.2^2 \right) = 25.88 \text{ KNm}$$

L'épaisseur de la paroi est de 0,15m, on peut donc fixer le bras de levier à $0.8 * 0.15 = 0.12 \text{ m}$

L'armature A peut être calculée comme étant :

$$A = \frac{M_A * 1.8}{0.12 * \text{résistance de l'acier à la traction}} = 1764 \text{ mm}^2 / \text{m de longueur, soit } 6 \varnothing 20$$

Ou encore $4 \varnothing 20 + 2 \varnothing 20 = 18.05 \text{ cm}^2$

Pour le petit côté, la méthode de calcul est la même et trouve une armature de $\varnothing 12 - 200$

Les formules utilisées pour le dimensionnement de ce réservoir seront celles de FONLLANDOSA.

1. Diamètre intérieur de la cuve

$$d = 1,405 \sqrt[3]{C}$$

Avec :

C : capacité du réservoir

d : diamètre intérieur de la cuve

Soit alors $d = 1,405 \sqrt[3]{17} = 3,60 \text{ m}$

2. Hauteur utile de l'eau

$$h = 0,460 * d = 1,66 \text{ m}$$

Soit la hauteur utile de l'eau est : 1,70 m

Hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la base de la calotte

$$h_0 = 0,10 * d = 0,36 \text{ m}$$

Soit alors $h_0 = 0,40 \text{ m}$

3. Flèche de la coupole

$$f = 0,104 * d = 0,37 \text{ m}$$

Soit $f = 0,40 \text{ m}$

4. Epaisseur de la calotte

$$e_c = 0,0112 * d = 0,040 \text{ m}$$

5. Longueur du gousset à l'intérieure de la cuve

$$L_g = e_c \sqrt{2} = 0,056 \approx 0,60 \text{ m}$$

6. Coupole de couverture

Elle est soumise en tous ses points par une pression méridionale définie par la contrainte : $\sigma(N \varphi)$

$$R_s = \frac{r^2 + f^2}{2f} = 4,25 \text{ m}$$

7. Surface de la coupole

$$S = 2\pi R_s * f = 10,676 \approx 10,70 \text{ m}^2$$

8. Volume de la coupole

$$V = e_c * S = 0,428 \approx 0,43 \text{ m}^3$$

9. Charge par m^2 appliquée sur la coupole et poids total de la coupole

Tableau 66 : calcul du poids total de la coupole du réservoir d'eau de lavage

CHARGE	FORMULE	VALEUR NUMERIQUE
poids propre de la coupole	$e_c * \gamma_b$	96 daN/m ²
Surcharge		30 daN/m ²
Charge totale		126 daN/m ²
Poids total de la coupole	$Total * S$	1348,2 daN

10. Calcul de φ

$$\varphi = \text{Arcsin} \frac{r'}{r'_s}$$

Avec $r'_s = \frac{r'^2 + f'^2}{2f'}$ et $r'_s = r_s + e_c = 4,25 + 0,04 = 4,29 \text{ m}$

$$r' = \sqrt{2f'r'_s - f'^2} \text{ et } f' = f + e_c = 0,40 + 0,04 = 0,44 \text{ m}$$

$$r' = 3,58 \text{ m}$$

Alors $\varphi = 56,56^\circ$

11. L'effet méridional ($N \varphi$)

C'est l'effort suivant la courbure de la coupole

Par projection($N \varphi$)

$$N(\varphi) = \frac{V(\varphi)}{\sin(\varphi)} \text{ tel que } V(\varphi) = \frac{P}{2\pi r}$$

P est le poids total de la coupole qui est égale à 1,35 tonnes

r est le rayon de la coupole

On abouti alors à

$$V(\varphi) = 0,12 \text{ tonne/m}$$

$$N(\varphi) = 0,15 \text{ tonne/m}$$

12. Resistance interne de la coupole

Pour que celle-ci soit assurée, il faut que $\sigma_{coupole} < \sigma_{béton}$

$$\sigma_{coupole} = \frac{N(\varphi)}{e_c} = \frac{1,5}{4} = 0,38 \approx 0,40 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{béton} = 82,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Le béton seul suffit, mais pour l'execution, la mise en place des armatures méridionales et des cerces, servant à résister aux efforts de retrait seront nécessaires.

13. Ceinture supérieure

Composante horizontale de $N(\varphi)$: $V_c = N(\varphi) \cos \varphi = 0,15 * \cos 56,56 = 0,149 \text{ tonne/m}$

L'effort de traction est alors donné par : $N = V_c * r = 0,149 * 1,8 = 0,27 \text{ tonne}$

14. Armature de la ceinture supérieure

$$\sigma_{acier} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

La section des armatures pour la ceinture supérieure est donné par :

$$\sim A36 \sim$$

$$A = \frac{N}{\sigma_{acier}} = \frac{270}{1600} = 0.17 \text{ cm}^2$$

De cette valeur, on peut tirer les dimensions appropriées des armatures dans les tables de section de fer : on a : **1 Ø 5** de périmètre nominal **1.57 cm**.

15. La paroi cylindrique

La pression hydrostatique qui s'exerce sur la paroi de la cuve varie en fonction de la profondeur d'eau dans le réservoir ; c'est-à-dire, plus la profondeur est grande, plus la pression est importante.

Pour les cerces :

$P = \gamma_e * z$ avec z : la profondeur d'eau dans le réservoir et c'est la hauteur utile

L'effet normal de compression est donné par la relation $N = P * R$

Dans ce cas, les armatures de cerces sont données par la formule

$$A = \frac{N}{\sigma_{acier}}$$

Tableau 67 : armatures du réservoir d'eau de lavage

Z (m)	P (Kg/cm ²)	N (Kg/m)	σ_{acier} (Kg/cm ²)	A (cm ² /m)	Armatures (mm)	A réelle cm ² /m
0.5	500	900	1600	0.56	2 Ø 6	0.565
1.00	1000	1800	1600	1.13	4 Ø 6	1.13
1.50	1500	2700	1600	1.69	6 Ø 6	1.69
1.70	1700	2890	1600	1.80	7 Ø 6	1.979
				somme totale de la section (cm ² /m)		5.364

16. Armatures longitudinales

Celles-ci sont dans la pratique minorées de 80% des diamètres des armatures principales, soit alors $0.80 * 5.364 = 4.29 \text{ (cm}^2/\text{m)}$. La section totale des armatures est donc $A_{fer} 4.29 + 5.364 = 9.654 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Annexe 15 : Bordereaux estimatif pour le Décanteur horizontalTableau 68 : Bordereaux estimatif du decanteur horizontal

caractéristiques du decanteur											
<i>longueur L</i>						2,9					
<i>largeur l</i>						0,7					
<i>épaisseur e</i>						0,15					
<i>hauteur h</i>						1,2					
N°	Désignation	Unité	Ratio	PU		Qté	Montant /Qté	Projet		Bénéficiaires	Montant total
1	Décanteur rectangulaire										
	Remblai	m3	1,00	2 500,00		forfaitaire	100 000,00			100 000,00	100 000,00
1.2	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	1,00	93 000,00	229 506,25	2,80	642 215,86				642 215,86
	Ciment CEM II 42,5 N (ou CPJ45 type Orimbato-Holcim)	Sacs	7,00	25 500,00	178 500,00	19,59	499 487,63	499 487,63			
	Gravillon	m3	0,70	30 000,00	21 000,00	1,96	58 763,25	58 763,25			
	Sable (0,5mm)	m3	0,40	15 000,00	6 000,00	1,12	16 789,50			16 789,50	
	Eau	m3	0,18	7 500,00	1 350,00	0,50	3 777,64			3 777,64	
	Armatures	kg	20,00		-	55,97	-	-			
	Ouvrier spécialisé (maçon)	hj	1,25	12 500,00	15 625,00	3,50	43 722,66	43 722,66			
	Manœuvre	hj	2,81	2 500,00	7 031,25	7,87	19 675,20			19 675,20	
1.4	Acier d'armature en FeE 200 pour BA	kg	1,00	27 500,00	4 487,60	55,97	251 148,70				
	Fer Tor HA FeE400 Φ6	Barres	0,39								
	Fer Tor HA FeE400 Φ8	Barres	0,22	15 000,00	3 315,73	12,37	185 564,72	185 564,72			
	Fer Tor HA FeE400 Φ10	Barres	0,14	-	-	-	-	-			
	Fer Tor HA FeE400 Φ12	Barres	0,10	-	-	-	-	-			
	Ouvrier spécialisé (ferrailleur)	hj	0,09	12 500,00	1 171,88	5,25	65 583,98	65 583,98			
	Manœuvre	hj	0,23	-	-	-	-	-			

Annexe 16 : Bordereaux estimatif du filtre à sableTableau 69 : Bordereaux estimatif du filtre à sable

N°	Désignation	Unité	Ratio	PU		Qté	Montant/Qté	Projet		Bénéficiaires	Montant total
1	FILTRE EN BA ET RESERVOIR DE DRAIN										
1.1	Remblai										
	Remblai	m3	1,00	2 500,00		forfaitaire	100 000,00			100 000,00	100 000,00
1.2	Béton Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	1,00	93 000,00	229 506,25	20,47	4 697 419,17				4 697 419,17
	Ciment CEM II 42,5 N (ou CPJ45 type Orimbato-Holcim)	Sacs	7,00	25 500,00	178 500,00	143,27	3 653 448,75	3 653 448,75			
	Gravillon	m3	0,70	30 000,00	21 000,00	14,33	429 817,50	429 817,50			
	Sable (0,5mm)	m3	0,40	15 000,00	6 000,00	8,19	122 805,00			122 805,00	
	Eau	m3	0,18	7 500,00	1 350,00	3,68	27 631,13			27 631,13	
	Armatures	kg	40,00		-	818,70	-	-			
	Ouvrier spécialisé (maçon)	hj	1,25	12 500,00	15 625,00	25,58	319 804,69	319 804,69			
	Manœuvre	hj	2,81	2 500,00	7 031,25	57,56	143 912,11			143 912,11	
1.3	Beton de propreté dosé à 150 Kg/m3	m3	1,00	93 000,00	132 662,50	1,404	186 258,15				186 258,15
	Ciment CEM II 42,5 N (ou CPJ45 type Orimbato-Holcim)	Sacs	3,00	25 500,00	76 500,00	4,21	107 406,00	107 406,00			
	Gravillon	m3	0,70	30 000,00	21 000,00	0,98	126 360,00	126 360,00			
	Sable	m3	0,40	15 000,00	6 000,00	0,56	63 180,00			63 180	
	Eau	m3	0,18	7 500,00	1 350,00	0,25	31 590,00			31 590	
	Ouvrier spécialisé (maçon)	hj	1,25	12 500,00	15 625,00	1,76	52 650,00	52 650,00			
	Manœuvre	hj	4,88	2 500,00	12 187,50	6,84	10 530,00			10 530	
1.4	Acier d'armature en FeE 200 pour BA	kg	1,00	27 500,00	4 487,60	818,70	3 674 000,56				
	Fer Tor HA FeE400 Φ6	Barres	0,39								
	Fer Tor HA FeE400 Φ8	Barres	0,22	15 000,00	3 315,73	180,97	2 714 586,50	2 714 586,50			

N°	Désignation	Unité	Ratio	PU		Qtté	Montant/Qtté	Projet		Bénéficiaires	Montant total
	Fer Tor HA FeE400 Φ10	Barres	0,14	-	-	-	-	-			
	Fer Tor HA FeE400 Φ12	Barres	0,10	-	-	-	-	-			
	Fer Tor HA FeE400 Φ14	Barres	0,07	-	-	-	-	-			
	Ouvrier spécialisé (ferrailleur)	hj	0,09	12 500,00	1 171,88	76,75	959 414,06	959 414,06			
	Manœuvre	hj	0,23	-	-	-	-	-			
1.5	Coffrage en planche à pin [4mx0.18m]	m2	1,00	21 000,00		forfaitaire	200 000,00			200 000,00	
	Planche à pin [4mx0.15m]	U	1,39	4 500,00	6 250,00	30,86	138 875,00	138 875,00			
	Pointe de toute dimension	Kg	0,15	4 000,00	600,00	3,33	13 332,00	13 332,00			
1.5	Ouvrier spécialisé	hj	0,30	12 500,00	3 750,00	6,67	83 325,00	83 325,00			
	Tuyaux										
	Tuyau PHed DN45 PN8	ml	1,00	5 224,00		20,00	104 480,00	104 480,00		104 480,00	
1.6	Accessoires							-		-	
	Vanne d'arrêt en laiton DN45	U		24 336,00		2,00	48 672,00	48 672,00		48 672,00	
	Vanne d'arrêt en laiton DN30	U		12 750,00		4,00	51 000,00	51 000,00		51 000,00	
	Vanne d'arrêt en laiton DN30	U		10 200,00		1,00	10 200,00	10 200,00		10 200,00	
	Manchon mixte mâle PHed à serrer (SR13) DN50 PN10	U		8 387,00		4,00	33 548,00	33 548,00		33 548,00	
	Manchon mixte mâle PEHd à serrer (SR13) DN32 PN10	U		4 679,00		8,00	37 432,00	37 432,00		37 432,00	

N°	Désignation	Unité	Ratio	PU		Qtté	Montant/Qtté	Projet		Bénéficiaires	Montant total
	Manchon mixte mâle PEHd à serrer (SR13) DN25 PN10	U		3 532,00		2,00	7 064,00	7 064,00		7 064,00	
	Bouchon PVC à coller DN 50	U		3 402,00		2,00	6 804,00	6 804,00		6 804,00	
	coude PEHd à serrer DN50 PN10	U		5 208,00		4,00	20 832,00	20 832,00		20 832,00	
	coude PEHd à serrer DN32 PN10	U		2 024,00		4,00	8 096,00	8 096,00		8 096,00	223 648,00
1.7	Réservoir d'eau de lavage										
	Béton non Armé dosé à 350 [kg/m3]	m3	1,00	93 000,00	229 506,25	1,90	436 357,08				436 357,08
	Ciment CEM II 42,5 N (ou CPJ45 type Orimbato-Holcim)	Sacs	7,00	25 500,00	178 500,00	13,31	339 379,60	339 379,60			
	Gravillon	m3	0,70	30 000,00	21 000,00	1,33	39 927,01	39 927,01			
	Sable (0,5mm)	m3	0,40	15 000,00	6 000,00	0,76	11 407,72		11 407,72		
	Eau	m3	0,18	7 500,00	1 350,00	0,34	2 566,74		2 566,74		
	Armatures	kg	-		-	76,05	-				
	Ouvrier spécialisé (maçon)	hj	1,25	12 500,00	15 625,00	2,38	29 707,60	29 707,60			
	Manœuvre	hj	2,81	2 500,00	7 031,25	5,35	13 368,42				
1.8	Acier d'armature en FeE 200 pour BA	kg	1,00	27 500,00	4 487,60	76,05	341 288,71				341 288,71
	Fer Tor HA FeE400 Φ6	Barres	0,39								
	Fer Tor HA FeE400 Φ8	Barres	0,22	15 000,00	3 315,73	16,81	252 165,92	252 165,92			
	Fer Tor HA FeE400 Φ10	Barres	0,14	-	-	-	-	-			
	Fer Tor HA FeE400 Φ12	Barres	0,10	-	-	-	-	-			

N°	Désignation	Unité	Ratio	PU		Qtté	Montant/Qtté	Projet		Bénéficiaires	Montant total
	Fer Tor HA FeE400 Φ14	Barres	0,07	-	-	-	-	-			
	Ouvrier spécialisé (ferrailleur)	hj	0,09	12 500,00	1 171,88	7,13	89 122,79	89 122,79			
	Manœuvre	hj	0,23	-	-	-	-	-			

BIBLIOGRAPHIE**• Ouvrages générales**

1. BERCHE P., GAILLARD J.C, SIMONET M. : Bactériologie, les bactéries des infections humaines ; édition Flammarion Medicine-Sciences
2. CASTANY : Dictionnaire Française de l'hydrogéologie, 1982, 1998
3. CASTANY et AL : Dictionnaire Française de l'hydrogéologie, collection BRGM, 1977
4. CAWST : Manuel du filtre Biosable. Conception, construction, installation, fonctionnement et entretien extrait de formation, édition de Mai 2010
5. CHAPERON Pierre, Danloux Joël, FERRY Luc : Fleuves et rivières de Madagascar, Parsi 1993 Edition Cédérom 2005
6. DEGREMONT, Lyonnaise des eaux : Memento technique de l'eau, Tome I et Tome II, Paris 1988
7. DEJARDINS, Le traitement des eaux 1988 et 1977, Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal Canada
8. DUPONT A. : Hydraulique Urbaine ; Tome I (Hydrologie, Captage et traitement des eaux)
9. GOMELLA et GUERREE : La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales, 1970
10. JESTIN Emmanuel et LECLERC : La production et le traitement des eaux destinées à l'alimentation et à la préparation des denrées alimentaire (1993) in Haslay
11. KRASOVSKY : Critères d'hygiène de la qualité de l'eau potable, OMS-centre des projets internationaux GKNT-Moscow, 1987
12. LENCASTRE A. : Hydraulique Générale, Editions Eyrolles (1996)
13. Montgomery Watson Harza, Water Ressources Engeniring, 2005
14. OMS : Norme Internationales pour l'eau de boisson
OMS, 2^{ème} édition, 1965
OMS, 3^{ème} édition, 1972
15. SUSUMU Kawamura : Conception et exploitation intégrée des installations de traitement de l'eau 2^{ème} édition (2000)
16. S. Kawamura, William T. McGivney : Manuel d'estimation des coûts pour les installations de traitement de l'eau
17. VAILLANT : Protection de la qualité des eaux et maîtrise de la pollution par, collection BCEOM
18. VAN DIJK J.C et J.H.C.M Oomen : Manuel de conception et de construction, document 11 du CIR, Centre International de référence pour l'approvisionnement en eau collective et l'assainissement, centre collaborant avec l'OMS ; la filtration lente sur sable pour l'approvisionnement en eau collective dans les pays en développement

• Rapports

1. RAKOTONDRAINIBE Herivelo : La qualité de l'eau et le cadre légal et réglementaire à Madagascar, 30 Juin 2016
2. Water Quality Policy Madagascar updates TZ 23037 (Wateraid Madagascar)

3. MANAMBELONA : Minéralisation des eaux de Madagascar, étude du calcium. **Rapport** sur le séminaire national sur l'eau domestique, Madagascar, 1980
4. Ran'Eau : compte-rendu de la 12^{ème} rencontre. Atelier et visite de terrain, accès à l'eau, quelles qualités pour quels besoins ?

- **Webographie**

1. Encyclopédie Encarta 2009
2. www.matin.mg/?p=34002
3. www.altech-safs.be
4. www.refer.mg/cop/nature/fr/index.htm

- **Supports de cours**

1. RAKOTONDRAINIBE Herivelo (5^{ème} année), Cours GIRE
2. RAMANANTSOA Benjamin (5^{ème} année), Cours Station et traitement d'eau potable
3. RAMANARIVO Solofomampionona (3^{ème} année), Cours hydrogéologie
4. RAMANARIVO Solofomampionona (3^{ème} année), Cours Mécanique des fluides
5. RANDRIANASOLO David (5^{ème} année), Cours AEP
6. RANDRIANARISON Edouard (2^{ème} année), Cours Chimie Générale 2
7. RANJATOSON Claude (3^{ème} année), Cours Hydraulique en Charge

TABLE DES MATIERES

Déclaration sur l'honneur	i
Remerciements	ii
SOMMAIRE	iii
Liste des abréviations	iv
Liste des tableaux	vi
Liste des figures.....	viii
Liste des photos	viii
INTRODUCTION	1
PARTIE I : QUALITE DE L'EAU DESTINEE A L'ALIMENTATION HUMAINE A MADAGASCAR....	3
CHAPITRE I : PROPRIETES ET CARACTERISTIQUES DE L'EAU BRUTE A MADAGASCAR	
(CARACTERISTIQUE DES EAUX NATURELLES MALAGASY).....	4
I.1- Qualité des eaux de surfaces et les eaux souterraines de Madagascar selon la répartition par grand bassin....	4
I.2- Les différents types de sources généralement utilisées à Madagascar	9
I.2.1- L'eau de pluie	9
I.2.2- Eau de surface	9
I.2.2.1- Eaux de fleuves et rivières.....	10
I.2.2.2- Eaux des Lacs et des marrais.....	10
I.2.3- Les Eaux souterraines.....	10
I.3- Facteurs de la variation de la qualité des sources et sources de pollution	10
I.3.1- L'eau souterraine.....	11
I.3.2- L'eau de surface	12
I.3.3- L'eau de pluie	12
CHAPITRE II : LES INFECTIONS D'ORIGINE HYDRIQUE PRESENTES DANS LES EAUX DE	
SURFACES.....	13
II.1- Notion de pathogénicité.....	13
II.2- Les maladies à transmission hydrique	13
II.2.1- Les agents et les maladies hydrique d'origine microbiologique	14
II.2.1.1- Les bactéries.....	14
II.2.1.2- Les virus	14
II.2.1.3- Les protozoaires	14
II.2.2- Anomalies en minéralisation de l'eau en fin de traitement:.....	15
II.2.3- Les zones à risque pour Madagascar en terme de minéralisation.....	17
II.3- Les normes de potabilité.....	18
II.3.1- Evaluations des eaux	18
II.3.2- Cadre légale et réglementaire relatif à la qualité de l'eau à Madagascar	18
II.3.3- Normes OMS	19
CHAPITRE III : CONTEXTE ET JUSTIFICATION DU CHOIX ENVISAGE	20

III.1-	Objectif de WaterAid par rapport à la qualité de l'eau.....	20
III.1.1-	Démarche d'intervention	20
III.2-	Les analyses des paramètres	22
III.2.1-	Analyse au laboratoire	22
III.2.1.1-	Analyse des paramètres physico-chimiques.....	22
III.2.1.2-	Analyse bactériologiques	22
III.2.2-	Présentations des méthodes d'analyse par POTAKIT	22
III.2.3-	Résultats des analyses au laboratoire de l'IPM.....	22
III.2.3.1-	Résultats d'analyse faites au laboratoire de l'IPM.....	22
III.2.4-	Justification du choix du thème de la mémoire	23
CHAPITRE IV : CHOIX ET THEORIES SUR LES POSTES DE TRAITEMENTS ENVISAGES.....		24
IV.1-	Critères de base et choix des postes de traitement.....	24
IV.1.1-	Généralités sur les milieux ruraux de Madagascar	24
IV.1.1.1-	Pauvreté rurale	24
IV.1.1.2-	Accès à l'eau potable	24
IV.1.2-	Qualité de l'eau consommée en milieu rural	24
IV.1.3-	Choix de l'unité de traitement	25
IV.1.4-	Généralité sur le chaine hydraulique de traitement.....	25
IV.1.5-	Les choix possibles en fonction de ces résultats d'analyse (variantes possible)	26
IV.1.5.1-	<i>Selon le Centre International de Référence pour l'approvisionnement en eau collective et l'assainissement, manuel de conception et de construction, J.C Van DIJK et Oomen, document 11</i> 26	
a-	Filtration lente sur sable.....	26
b-	Décantation + filtration lente sur sable :	26
c-	Décantation + filtration lente sur sable + chloration :	26
IV.1.5.2-	<i>Eaux brutes utilisées pour la production d'eau livrée à la consommation humaine selon des normes appliquées par l'IPM.....</i>	26
a-	Projet de réglementation française 1984 :	26
b-	Directives du C.C.E du 16 Juin 1975 :	27
IV.1.6-	Ordre de dimensionnement de quelques ouvrages de traitements.....	27
IV.2-	Etudes Théoriques sur les postes de traitements envisagés	28
IV.2.1-	Théorie sur le Décanteur	28
IV.2.1.1-	Rôle d'un décanteur	28
IV.2.1.2-	Généralités sur le calcul d'un décanteur	28
b-	Equation de Stocks (régime laminaire).....	30
c-	Equation de Newton (régime turbulent).....	30
d-	Equation d'Allen (Régime intermédiaire).....	30
IV.2.1.3-	Calcul de la vitesse de chute d'une particule de diamètre connu	30

IV.2.1.4-	Calcul d'un bassin de sédimentation (décanteur) parfait	31
IV.2.1.5-	Condition de remise en suspension	32
IV.2.2-	Poste de filtration	33
IV.2.2.1-	Généralité sur la filtration	33
IV.2.2.2-	Différents types de filtre	33
a-	Les filtres lents à sable	33
b-	Filtres rapides	34
c-	Filtres sous pression	35
d-	Micro-tamissage	35
e-	Filtration sur charbon activé	35
IV.2.2.3-	Les éléments de bases d'un filtre lent à sable	36
IV.2.2.4-	Mécanismes de la filtration lente	37
a-	Mécanismes de transport	37
b-	Mécanismes de fixation	37
c-	Mécanismes de purification	37
IV.2.2.5-	Effet des algues	38
IV.2.2.6-	Les types de fonctionnement d'un filtre lent	39
a-	Filtration à vitesse décroissante	39
b-	Marche intermittente	39
c-	Marche normale	39
IV.2.2.7-	La surface filtrante	39
IV.2.2.8-	La perte de charge dans le filtre	40
a-	Formule de Carman-Kozeny	41
b-	La relation d'Ergun	41
IV.2.2.9-	Rétrolavage	41
a-	Théorie générale de la phase de rétrolavage d'un filtre	42
b-	Autre méthodologie à suivre pour déterminer les conditions de rétrolavage :	43
IV.2.3-	Le Poste de désinfection	43
IV.2.3.1-	Les paramètres intervenant dans la désinfection au Chlore	44
a-	Le pH	44
b-	La dose de chlore et le temps de contact	44
c-	La qualité de l'eau	44
d-	La température	45
IV.2.3.2-	Le break point	45
IV.2.3.3-	Qualité de l'eau à chlorée	46
IV.2.3.4-	Le système de Production Autonome de Chlore utilisé en vue de la désinfection de l'eau	47
a-	La production du Chlore actif	48
b-	Principe générale de fonctionnement	48
c-	Les valeurs à vérifiées pour la désinfection au chlore	48

PARTIE II : CONCEPTIONS DES POSTES DE TRAITEMENT D'EAU POUR LES CAS

D'ANTANINANDRO-ANJIRO ET DE MIAKADAZA	50
CHAPITRE V : ETUDE DU CAS D'ANJIRO	51
V.1- Présentation générale du système et du village	51
V.1.1- Localisation et délimitation géographique.....	51
V.1.1.1- Condition climatique de la commune.....	53
V.1.1.2- Caractère topographique	53
V.1.1.3- Aspects sociaux du village	53
a- Enseignement.....	53
b- Electricité	54
V.2- Etude démographiques et adéquation ressource-besoin	54
V.2.1- Prévisions démographiques	54
V.2.2- Besoins en eaux.....	54
V.2.3- Ressource en eau	55
V.2.3.1- Les solutions proposées pour le village en fonction de la ressource en eau utilisée	55
a- Variante n°1 : L'eau de la rivière	55
b- Variante n°2 : L'eau de ruissellement.....	55
V.2.4- Description détaillée de la solution retenue	56
V.3- Présentation générale du système	57
V.3.1- Fonctionnement et Caractéristiques de la pompe.....	59
a- Composantes de la pompe	59
b- Fonctionnement de la pompe	59
c- Caractéristiques de la pompe après mise en place.....	60
V.3.2- La filtration (filtre lent).....	60
V.3.2.1- Caractéristique du filtre.....	60
V.3.2.2- Autres caractéristiques du filtre (calcul de la surface filtrante, vitesse de filtration, perte de charge dans le filtre en fonction des médias en place et ces hauteurs)	61
V.3.3- La désinfection	61
V.4- Les analyses faites pour le système	62
V.4.1- Résultat d'analyse	62
V.4.1.1- Eau brute d'Antaninandro Anjiro	62
V.4.1.2- Eau filtrée d'Antaninandro Anjiro	62
V.5- Amélioration sur les dimensions des décanteurs et filtre (correction de la vitesse de filtration)	64
V.6- Bassin de rétention.....	64
V.6.1- Actuel.....	64
V.6.2- Dimensionnement de l'ouvrage à mettre (décanteur parfait)	64
V.6.2.1- Hypothèse de calcul	64
V.6.2.2- Données et notations	65

V.6.2.3-	Détermination du régime d'écoulement en fonction du paramètre K pour le cas d'une particule de diamètre 20 μm de masse volumique 1700 Kg m^3 (argile)	66
V.6.2.4-	Détermination de la vitesse de chute des particules, surface au sol ainsi que la longueur et la largeur du décanteur en fonction de la température.....	66
V.6.2.5-	Calcul de la longueur et de la largeur du décanteur et de la hauteur	68
V.6.2.6-	Détermination de la vitesse de décantation limite ou vitesse critique ou charge hydraulique superficielle ou taux de débordement du bassin	68
V.6.2.7-	Vitesse horizontale du fluide dans le bassin.....	68
V.6.2.8-	Condition de remise en suspension	68
V.6.2.9-	Dimensionnement du Génie Civil.....	69
V.6.3-	La filtration	70
V.7-	Etude économique du système.....	72
V.7.1-	L'ouvrage de décantation et de désinfection.....	72
V.7.2-	Le poste de désinfection	72
V.7.3-	La pompe béliet.....	73
V.8-	Conclusion sur le cas du système d'Antaninandro Anjiro.....	73
CHAPITRE VI : AMELIORATION DE L'AEPG DE MIAKADAZA		74
VI.1-	Le système AEPG de Miakadaza	74
VI.1.1-	Localisation du site et situation socio-économique	74
VI.1.1.1-	Division administrative	74
VI.1.1.2-	Coordonnées géographiques.....	74
VI.1.1.3-	Accessibilité.....	75
VI.1.2-	Dimension humaine	75
VI.1.2.1-	Santé.....	75
a-	Centre de santé :	75
VI.1.2.2-	Education	75
a-	Infrastructures AEP avant la mise en place du système :	76
VI.1.3-	Economie.....	76
VI.1.4-	Etude démographique.....	76
VI.1.4.1-	A l'échelle de la Commune :	76
VI.1.4.2-	A l'échelle du Fokontany cible (Miakadaza) Source : Fonkotany Miakadaza, juin 2016.....	77
VI.1.5-	Données de bases techniques.....	77
VI.1.5.1-	Ressource en eau utilisée pour le système de Miakadaza	77
VI.1.5.2-	Besoin en eau	78
a-	Estimation de besoin en eau de la population	78
b-	Adéquation besoin et ressource en eau.....	78
VI.1.6-	Synthèse des ouvrages existants.....	78
VI.1.7-	Résultat d'analyse	79

VI.1.7.1- Remarque	79
VI.2- Amélioration et dimensionnement des traitements envisagés	79
VI.2.1- Détermination du choix du poste de filtration (variantes possibles).....	80
VI.2.1.1- 1 ^{ère} variante du filtre	80
VI.2.1.2- 2 ^{ème} variante du filtre.....	81
VI.2.1.3- Choix du filtre à retenir.....	81
a- 1 ^{er} filtre dont la surface de filtration est de 40 m²	81
b- 2 ^{ème} filtre dont la surface de filtration est de 7,40 m²	81
VI.2.2- Caractéristiques générales du filtre à retenir	82
VI.2.2.1- Dimension d'une cellule filtrante.....	82
VI.2.2.2- Caractéristiques des médias filtrants.....	82
VI.2.3- Autres caractéristiques du filtre.....	83
VI.2.3.1- Emplacement du filtre	83
a- Dimensionnement hydraulique en charge.....	83
b- Diamètre de la conduite entre les 2 filtres.....	85
c- Distribution d'eau dans le filtre lent.....	86
d- Caractéristiques de la conduite d'eau filtrée vers J-42	86
VI.2.3.2- Structure du filtre	86
VI.2.3.3- Ouvrage de sortie.....	87
VI.2.3.4- Le lavage du filtre	87
a- Spécificité.....	87
b- Détermination du volume d'eau de lavage	87
c- Caractéristique de l'ouvrage	88
d- Calcul du diamètre de tuyaux de lavage.....	88
e- Pression de l'eau lors du lavage.....	89
VI.2.3.5- Autre mode de Lavage du filtre	89
VI.2.4- Le poste de désinfection	89
VI.2.4.1- Mise en œuvre	89
a- Avant formation du biofilm et après lavage du filtre	90
VI.2.5- Après formation du biofilm	91
VI.2.6- Coût de l'installation des ouvrages	92
VI.2.6.1- Filtre lent.....	92
VI.2.6.2- Poste de désinfection.....	92
CHAPITRE VII : COMPARAISON ET AVANTAGE.....	93
VII.1- Coût du chlore	93
VII.1.1- Coût chlore obtenu par le système PAC dans cet ouvrage	93
VII.1.1.1- Rappel	93
b- Calcul de la masse totale du sel nécessaire	93

c- Coût de la masse totale du sel.....	93
VII.1.2- Coût d'exploitation et d'entretien des 2 postes de traitement	94
VII.1.3- Coût du chlore sur le marché	95
VII.1.3.1- Sur'eau.....	95
VII.1.3.2- Hypochlorite de Calcium	95
VII.2- Avantages du type de traitement.....	95
CONCLUSION GENERALE.....	96
ANNEXES A	
BIBLIOGRAPHIE	A43

Auteur : ANDRIANANDRASANA Heriony Christian Alain

Téléphones : 034 99 754 22 – 033 61 586 33

Adresse email : herionya@gmail.com



Titre du mémoire :

« CONCEPTION D'UNE UNITE DE TRAITEMENT DESTINEE A LA CONSOMMATION HUMAINE, A MOINDRE COUT, ADAPTEE DANS LES VILLAGES RURAUX DE MADAGASCAR »

Nombre de pages : 97

Nombre de tableaux : 69

Nombre de figures : 14

Nombre de photos : 07

Nombre d'annexes : 16

RESUME

L'accès à l'eau potable est un droit fondamental de l'homme. Force est de constater que la situation à Madagascar, surtout dans les Communes, Fokontany et Villages Ruraux reste précaire, alors que la majeure partie de la population Malagasy vit encore dans le monde rural.

Pourtant, les ressources en eau y sont abondantes et parfois largement suffisantes pour satisfaire les besoins en eau dans les Communes, ou Villages concernés. L'alimentation en eau potable d'un village isolé peut s'avérer être très couteux pour l'Etat ou l'Organisme ; une nouvelle technologie d'approvisionnement en eau potable accompagnée d'une bonne gestion de ces ressources s'avèrent donc nécessaire pour espérer l'atténuation du problème dans les Villages Ruraux, parfois isolés, de Madagascar.

Pour la conception, la pauvreté rurale fait partie des particularités qu'il ne faudrait pas négliger. Ainsi, le système de traitement comprenant une étape de décantation ou de filtration rapide suivie de filtration lente et enfin une désinfection dont la manipulation et maintenance ne posera pas de problème aux bénéficiaires offre une meilleure solution pour le milieu récepteur.

Enfin, la comparaison du coût de la désinfection traitée dans cet ouvrage par rapport à un produit déjà commercialisé a permis de tirer l'avantage énorme qu'offre ce type de technologie.

Mots clés : Eau potable, Station de traitement, Filtre lent, Electrochloration

ABSTRACT

Access to clean water is one of the fundamental rights of one human being among many others. It is clear that the situation in Madagascar, especially in the Commune, Fokontany and Rural Villages remains precarious, while most of the Malagasy population still lives in the rural world.

However, the water resource is abundant and sometimes largely sufficient to meet the water needs in the Town or Village concerned. The supply of drinking water to an isolated Village can prove to be very costly for the State or Organism, a new technology of supply of drinking water accompanied by a good management of these resources are thus necessary to hope the mitigation of the problem in the rural and sometimes isolated Villages of Madagascar.

For design, rural poverty is one of the particularities that should not be neglected. Thus, the treatment system comprising a decantation or rapid filtration step followed by slow filtration and finally a disinfection whose handling and maintenance will not pose a problem to the beneficiaries offers a better solution for the receiving environment.

Finally, the comparison of the cost of disinfection treated in this book with an already marketed product has made it possible to take advantage of this type of technology.

Keywords : Clean water, Water treatment plant, Slow filter, Electrochlorination