



# Conception et Dimensionnement du système d'Alimentation en Eau Potable de huit villages des communes d'Anzourou, Bibiyergou, Dessa et Sinder dans la région de Tillabéri au Niger

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR 2iE AVEC GRADE DE  
**MASTER**

SPÉCIALITÉ : EAU ET ASSAINISSEMENT

-----

Présenté et soutenu publiquement le 1er juillet 2019 par

**Mahamadou Alkairou HAMADOU IDE (n° 20140940)**

**Directeur de mémoire : M. Moussa Diagne FAYE**, Enseignant à 2iE

**M. Moussa OUEDRAOGO**, Enseignant à 2iE

**Maître de stage : M. Ali IBRAHIM**, Directeur Régional Adjoint de la DRH/A Tillabéri

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Dr Angelbert BIAOU**

Membres et correcteurs : **M. Béga OUEDRAOGO**

**M. Moussa Diagne FAYE**

**Promotion [2018/2019]**

## Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

- ✚ À mon père Elhadj Hamadou IDE pour tous ses efforts consentis à mon éducation, sa confiance, son soutien moral et financier, et ses prières ;
- ✚ À ma mère Mamou SOUNNA pour son soutien et bénédiction à mon égard ;
- ✚ À Abida SALEY pour son soutien moral et encouragement ;
- ✚ À Elhadj Hadi MOUSSA pour son soutien moral et financier durant mon cursus scolaire à 2iE ;
- ✚ À mes frères, mes sœurs et mes amis pour leur soutien et encouragement tout au long de notre formation ;
- ✚ À toute la famille maternelle et paternelle, que ce travail soit une sincère reconnaissance pour votre soutien moral ;
- ✚ À tous les professeurs et enseignants de la fondation 2iE, qui ont tout mis en œuvre afin de faire de notre formation un succès ;
- ✚ À tous le personnel de la Direction Régionale de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri (DRH/A Ti).

Seul Allah le tout puissant pourra vous récompenser pour ce que vous avez fait et ce que vous faites pour moi. Puisse le tout puissant vous procurer santé, bonheur et longue vie.

## Remerciements

Je remercie tout d'abord, ALLAH, le tout puissant, le miséricordieux, qui nous a donné l'opportunité de mener à bien ce travail.

Mes sincères remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué au bon déroulement et l'aboutissement de ce mémoire de fin d'étude.

Je remercie tout le personnel de la Direction Régionale de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri (DRH/A Ti) de m'avoir accueilli au sein de cette structure et de m'avoir permis de réaliser ce stage.

Je remercie particulièrement :

- ✚ À mes encadreurs M. Moussa Diagne FAYE et M. Moussa OUEDRAOGO enseignants à la Fondation 2iE, pour avoir accepté de m'encadrer. Je vous remercie pour tous les conseils dont j'ai reçu de votre part ;
  - ✚ Au Directeur Régional de la DRH/A M. Adamou CHIPKAO pour m'avoir accepté dans sa structure ;
  - ✚ Au Directeur Régional Adjoint de la DRH/A M. Ali IBRAHIM, pour m'avoir encadré ; pour vos remarques et suggestions importantes qui ont permis d'améliorer ce rapport de mémoire de fin d'étude.
  - ✚ À l'ensemble du personnel et corps professoral de la fondation 2iE ;
  - ✚ M. Issa Mounkaila chef de la Division Hydraulique Urbaine et Semi- Urbaine (DHU/SU), pour son aide et ses conseils ;
  - ✚ À la famille Djibo ABDOU pour leur accueil chaleureux tout au long de mon séjour à Tillabéri ;
  - ✚ Tous mes camarades de Master 2 Eau et Assainissement de la promotion 2017/2018 ;
- Nos sincères remerciements à nos parents, amis et tous ceux qui, de près ou de loin nous ont assistés pendant les moments difficiles et qui ont contribué à l'aboutissement de ce travail ;

Nous ne saurions terminer sans témoigner nos sincères reconnaissances aux honorables membres du jury qui ont accepté d'apprécier notre travail malgré leurs diverses occupations.

## Résumé

La présente étude porte sur la conception et le dimensionnement du système d'Alimentation en Eau Potable de huit villages des communes d'Anzourou, Bibiyergou, Dessa et Sinder dans la Région de Tillabéri au Niger.

Une enquête socio-économique a été faite sur le terrain afin de : connaître les habitudes de consommation et les besoins en eau à l'horizon 2035 ; évaluer la capacité et la volonté des populations à payer le service de l'eau. Les besoins en eau nécessaire pour ces populations à l'échéance du projet (2035) ont été évalués à 1246.97 m<sup>3</sup>/j. La prise d'eau se fera au niveau du fleuve Niger, par écoulement gravitaire vers le puits de captage à travers des galeries filtrantes. À partir du puits de captage, l'eau sera refoulée dans le circuit de traitement constitué d'un bassin de stockage de l'eau brute, d'un décanteur, d'un filtre à sable et d'une bache de stockage d'eau claire ; l'eau traitée sera ensuite acheminée vers deux châteaux d'eau métalliques de 150 m<sup>3</sup>, puis distribuée à la population à travers les bornes-fontaines.

Le système de pompage se fera avec un système photovoltaïque de 14,45 kWc. Le réseau de distribution a été dimensionné sur Excel et vérifié à l'aide du logiciel de simulation Epanet.

Ce réseau a une longueur totale de 108 055 mètres linéaires et sera constitué des conduites en PEHD PN10 de diamètre DN250, DN225, DN200, DN160, DN110, DN90 et DN63.

L'étude a permis également de proposer la gestion déléguée qui est la mieux adaptée dans le cadre d'une réforme de la gestion des infrastructures hydraulique d'AEP en milieu rural. Le coût global de ce projet a été évalué et estimé à environ 1.643.546.875 FCFA répartis comme suit : 125.680.000 FCFA pour la prise d'eau au niveau du fleuve, 335.760.000 FCFA pour la station de traitement et 1.182.106.875 FCFA pour la distribution.

- 1 – AEP en milieu rural
- 2 – Conception et Dimensionnement
- 3 – Eau de surface (fleuve Niger)
- 4 - Filtration rapide sur sable
- 5 – Tillabéri

## **ABSTRACT**

This study focuses on the design and the sizing of the Drinking Water Supply System of eight villages from the communes of Anzourou, Bibiyergou, Dessa and Sinder in the district of Tillabéri in Niger.

A socio-economic survey was conducted in the field to: determine consumption patterns and water requirements by 2035; and evaluate the capacity of the population to pay for the water service. The water requirements for these populations at the end of the project (2035) were estimated at 1246.97 m<sup>3</sup>/d. The intake will be in the Niger River, by gravity flow to the collecting well through filtering galleries. From the collecting well, the water will be discharged into the treatment circuit consisting of a raw water storage pond, a settling tank, a sand filter and a storage tank of clear water; the treated water will then be transported to two metal water towers of 150 m<sup>3</sup>, and distributed to the population through the standpipes.

The pumping system will be done with a photovoltaic system of 14.45 kWp. The distribution network was made on Excel and verified using the Epanet simulation software.

This network has a total length of 108 055 linear meters and will consist of PN10 HDPE pipes with a diameter ranging from DN250 , DN225, DN200, DN160, DN110, DN90 and DN63 .

The study also suggests delegated management, which is the best adapted within the context of a reform of the water infrastructure management of AEP in rural areas. The overall cost of this project has been estimated at approximately 1643546875 FCFA divided as follows: 125680000 FCFA for river intake, 335760000 FCFA for the treatment plant and 1182106875 FCFA for distribution.

### **Key words:**

- 
- 1 – AEMV**
  - 2 – Design and Sizing**
  - 3 – Surface water (Niger river)**
  - 4 – Fast filtration on sand**
  - 5 – Tillaberi**
-

## **LISTE DES ABREVIATIONS**

**AFD** : Agence Française de Développement

**BF** : Borne Fontaine

**C<sub>ph</sub>** : Coefficient de pointe horaire

**C<sub>pj</sub>** : Coefficient de pointe journalier

**C<sub>ps</sub>** : Coefficient de pointe saisonnier

**CSPS** : Centre de Santé et de Promotion Sociale

**DA** : Division de l'Assainissement

**DAC / I** : Division Appui Conseil et Intervention

**DHU / SU** : Division Hydraulique Urbaine et Semi-Urbaine

**DHV / P** : Division Hydraulique Villageoise et Pastorale

**DN** : Diamètre Nominale

**DPL / D** : Division Programme, Législation et Documentation

**DRE / S** : Division des Ressources en Eau et Statistiques

**DRH / F / M** : Division des Ressources Humaines, Financières et du Matériels

**DRH/A** : Direction Régionale de l'Hydraulique et l'Assainissement

**EB** : Eau Brute

**GPS** : Global Positioning System

**HMT** : Hauteur Manométrique totale

**KVA** : kilovolts Ampère

**mCE** : mètre de Colonne d'Eau

**m<sup>3</sup>/s** : mètre cube par seconde

**OMD** : Objectifs du Millénaire pour le Développement

**OMS** : Organisation Mondiale de la Santé

**PMH** : Pompe à Motricité Humaine

**PEHD** : Polyéthylène en Haute Densité

**PVC** : Polychlorure de Vinyle

**RGPH** : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

**ST** : Station de Traitement

## Sommaire

### TABLE DES MATIERES

<b>Dédicaces</b> .....	<b>i</b>
<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>II</b>
<b>RESUME</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>LISTE DES ABREVIATIONS</b> .....	<b>V</b>
<b>SOMMAIRE</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>VII</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>IX</b>
<b>I. INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
<b>II. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE</b> .....	<b>2</b>
<b>1. PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL</b> .....	<b>2</b>
<b>2. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA ZONE D'ÉTUDE</b> .....	<b>3</b>
2.1. Situation géographique et évolution administrative .....	3
2.2. Caractéristiques du milieu physique.....	4
2.3. Caractéristiques du milieu humain .....	7
2.4. DIAGNOSTIQUE DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU .....	9
<b>III. PRÉSENTATION DU PROJET</b> .....	<b>11</b>
<b>1. CONTEXTE DU PROJET</b> .....	<b>11</b>
<b>2. Objectif de l'étude</b> .....	<b>11</b>
<b>3. Résultats attendus</b> .....	<b>12</b>
<b>IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION</b> .....	<b>12</b>
<b>1. Matériels</b> .....	<b>12</b>
<b>2. Méthodologie de Collecte de donnée</b> .....	<b>13</b>
2.1. Recherche documentaire .....	13
2.2. Enquête et collecte des données sur le terrain .....	13
<b>3. Analyse des données et Rédaction du rapport</b> .....	<b>14</b>
<b>4. Horizon du projet :</b> .....	<b>14</b>
<b>5. Evaluation de la ressource disponible</b> .....	<b>14</b>

---

<b>6.</b>	<b>Description du système d'AEP.....</b>	<b>15</b>
<b>7.</b>	<b>Paramètres du dimensionnement.....</b>	<b>16</b>
7.1.	Données démographiques.....	16
7.2.	Evaluation des besoins en eau à l'horizon du projet.....	16
<b>8.</b>	<b>Réseau d'adduction.....</b>	<b>18</b>
<b>9.</b>	<b>Réseau de distribution.....</b>	<b>18</b>
<b>10.</b>	<b>Processus de traitement des eaux.....</b>	<b>23</b>
<b>11.</b>	<b>La source d'énergie.....</b>	<b>24</b>
<b>V.</b>	<b>ÉTUDE DE FAISABILITÉ TECHNIQUE.....</b>	<b>25</b>
<b>1.</b>	<b>Estimation de l'effectif de la population à l'horizon du projet.....</b>	<b>25</b>
<b>2.</b>	<b>Evaluation des besoins en eau à l'horizon du projet.....</b>	<b>27</b>
<b>3.</b>	<b>Détermination du débit de production.....</b>	<b>28</b>
<b>4.</b>	<b>Dimensionnement de la station de traitement.....</b>	<b>28</b>
4.1.	Dimensionnement du décanteur statique rectangulaire à flux horizontal.....	28
4.2.	Dimensionnement d'un filtre à sable gravitaire.....	30
4.3.	Dimensionnement de la bache d'eau traitée.....	31
<b>5.</b>	<b>Dimensionnement de la conduite d'adduction.....</b>	<b>31</b>
5.1.	Détermination du débit d'adduction par refoulement.....	31
5.2.	Détermination de la pression Nominale (PN).....	31
5.3.	Calcul de la HMT (Hauteur Manométrique Totale).....	32
5.4.	Détermination des diamètres des conduites d'adduction.....	32
<b>6.</b>	<b>Détermination des caractéristiques des groupes électropompes.....</b>	<b>34</b>
6.1.	Choix des pompes.....	34
6.2.	Caractéristiques des pompes.....	35
<b>7.</b>	<b>Dimensionnement du système photovoltaïque.....</b>	<b>36</b>
<b>8.</b>	<b>Dimensionnement du Château d'eau.....</b>	<b>38</b>
8.1.	Capacité utile du réservoir Cu.....	39
8.2.	Équipements du Réservoir.....	39
8.3.	Dimensionnement de la cuve du réservoir.....	40

---

<b>9. Réseau de distribution .....</b>	<b>40</b>
9.1. Dimensionnement du réseau de distribution.....	41
9.2. Tracé et caractéristique du réseau .....	41
9.3. Dimensionnement du Réseau .....	41
<b>10. Simulation hydraulique du nouveau réseau sous Epanet .....</b>	<b>44</b>
<b>VI. ÉTUDE FINANCIERE.....</b>	<b>46</b>
<b>VII. DISCUSSION.....</b>	<b>46</b>
<b>1. Capacité à payer l'eau .....</b>	<b>46</b>
<b>2. Prix de l'eau exprimé par les ménages .....</b>	<b>47</b>
<b>3. Le prix de revient du mètre cube (m3) de l'eau .....</b>	<b>47</b>
<b>4. PROPOSITION D'UN SYSTÈME DE GESTION .....</b>	<b>49</b>
4.1. CONTEXTE .....	49
4.2. TYPE DE GESTION .....	49
<b>5. Evaluation de la capacité des ménages à payer le service de l'eau .....</b>	<b>51</b>
<b>6. Comparaison des méthodes de détermination du prix du mètre cube de l'eau.....</b>	<b>52</b>
<b>VIII. ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE .....</b>	<b>52</b>
<b>IX. CONCLUSION- PERSPECTIVES .....</b>	<b>58</b>
<b>X. RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>59</b>
<b>XI. BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>I</b>
<b>XII. ANNEXES.....</b>	<b>III</b>
<b>DISTRIBUTION .....</b>	<b>VIII</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Évolution du taux d'accroissement.....	8
Tableau 2 : répartition de la population du département de Tillabéri par Zone selon le sexe en 2012 .....	9
Tableau 3: Infrastructures socio-économiques .....	10
Tableau 4: Infrastructures Hydrauliques .....	10
Tableau 5 : Caractéristiques des écoulements du fleuve Niger de 1984 - 2019 .....	14
Tableau 6 : Formule pour le dimensionnement.....	17
Tableau 7:Les différents types de réseau.....	19
Tableau 8:Performances hydrauliques des tuyaux .....	21
Tableau 9 : Donnée sur la turbidité des eaux du fleuve Niger (source SEEN - 2017).....	23
Tableau 10: Avantages et Inconvénient des différentes sources d'énergie.....	24
Tableau 11 : Répartition de la population par zone.....	26
Tableau 12:Évolution de la population à desservir au cours des années.....	26
Tableau 13:évaluation des besoins en eau des populations .....	27
Tableau 14:Dimensionnement du décanteur statique rectangulaire à flux horizontal .....	29
Tableau 15:Dimensionnement d'un filtre à sable gravitaire.....	30
Tableau 16: Dimensionnement de la bache d'eau traitée .....	31
Tableau 18:Calcul de la HMT.....	32
Tableau 17: Détermination de diamètres des conduites d'adduction.....	33
Tableau 19:Étude du phénomène de coup de bélier.....	33
Tableau 20: Calcul de la Pression maximale PMA pour PN16.....	34
Tableau 22: Choix du type de pompe.....	35
Tableau 23 : Caractéristiques des pompes.....	35
Tableau 24: Dimensionnement des modules photovoltaïques.....	37
Tableau 25: capacité du réservoir en fonction du type d'adduction (Bèga OUEDRAOGO, 2005) .....	39
Tableau 26:Sectorisation du réseau de distribution en deux (2) zones (Étude topographique)	39
Tableau 27 : Nombres théoriques des bornes en fonction des zones .....	40

---

Tableau 28:Caractéristiques technique du réseau de distribution .....	42
<b>Tableau 29: capacité à payer le service d'eau .....</b>	<b>47</b>
<b>Tableau 30: Prix de l'eau exprimé par les ménages .....</b>	<b>47</b>
Tableau 31 : Type de mode de gestion selon le code de l'eau au Niger .....	49
Tableau 32 : Matrice d'interrelation potentielle.....	55
<b>Tableau 33 : Revenu moyen annuel des ménages enquêtés .....</b>	<b>51</b>

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de la Direction de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri.	3
Figure 2: Carte de situation de la zone d'étude .....	4
Figure 3 : Géologie de la région de Tillabéri .....	5
Figure 4 : Taux d'accroissement intercensitaire de la région de Tillabéri par département de 2001-2012 .....	8
Figure 5: Filière de traitement choisi pour l'AEP multi-villages.....	15
Figure 6 : Profil en travers d'une conduite enterrée .....	42

## **I. Introduction**

L'eau, source de vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour les développements socio-économiques de tous les pays du monde particulièrement pour un pays sahélien.

En milieu rural du Niger, l'essentiel de l'économie repose sur les activités rurales (agriculture, élevage). À l'Ouest du Niger, plus précisément dans la région de Tillabéri, l'alimentation en eau des populations villageoises est en grande partie assurée par les eaux de surface (fleuve Niger).

Cependant ces eaux de surface connaissent des problèmes de pollution de toute sorte qui pourraient nuire à la qualité de l'eau. Ces eaux de surface sont polluées par les activités anthropiques (activités agricoles, rejets industriels, rejets domestiques, etc.) et sont responsables de nombreuses maladies hydriques (Aissata, 2010).

La problématique de l'approvisionnement en eau potable reste un défi à relever dans de nombreuses zones du milieu rural du Niger.

Au Niger, plusieurs îles et villages ont comme source principale d'approvisionnement en eau des populations, les eaux brutes du fleuve.

Face à cette situation d'eau, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource, et un système judicieux d'adduction de stockage et de distribution afin de satisfaire les besoins en eau potable de la population.

Au Niger, le Ministère de l'Hydraulique et de l'Assainissement (MHA), avec l'appui des partenaires techniques et financiers à élaborer le Programme Sectoriel Eau Hygiène et Assainissement (PROSEHA, 2017). Plusieurs partenaires accompagnent l'Etat dans la mise en œuvre de ce programme, dont l'AFD qui finance le Projet d'Hydraulique Villageoise (PHV) dans la région de Tillabéri (PHV/Ti), dont l'horizon est fixé pour 2035.

Les ouvrages d'eau potable qui seront réalisés dans le cadre de ce projet au profit d'une partie des populations riveraines et insulaires de la zone s'inscrivent dans le cadre de cette nouvelle approche de mise en œuvre et l'application des directives du schéma directeur pour l'alimentation en eau des villages insulaires et riverains du fleuve Niger qui préconise la réalisation des mini-adductions d'eau potable multi-villages à partir des eaux du fleuve Niger. Le présent mémoire de fin d'étude porte sur le thème : « Conception et dimensionnement du système d'Alimentation en Eau Potable de huit (8) villages des communes de Anzourou, Bibiyergou, Dessa et Sinder dans la Région de Tillabéri au Niger ».

La réalisation d'un système AEP multi-villages a pour objectif de rationaliser d'une part l'utilisation des ressources en eau disponibles et d'autre part la gestion et l'exploitation des systèmes AEP en réduisant les comités de gestion peu ou pas professionnels.

Une association du service public d'eau potable sera mise en place pour représenter l'ensemble des villages raccordés au système et la gestion du réseau sera confiée à un délégataire.

La présente étude permettra de faire le diagnostic de tous les points d'eau et de système d'AEP existant dans les différents villages d'une part et de proposer un système d'adduction d'eau potable pour satisfaire les besoins en eau des populations.

## **II. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE**

### **1. PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL**

Créée en 1997, elle est appelée autrefois Direction Départementale de l'Hydraulique (DDH) par acte administratif. Elle a été érigée en Direction Régionale de l'Hydraulique (DRH) puis en Direction Régionale de l'Hydraulique et de l'Assainissement par les différentes réformes institutionnelles à partir des années 2000.

La DRH/A est la représentation du Ministère de l'Hydraulique et de l'Assainissement.

La Direction Régionale de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri a pour mission de contribuer à la conception ; à l'élaboration, à la mise en œuvre, du suivi et à l'évaluation de la politique nationale en matière d'eau et d'assainissement dans la région de Tillabéri.

Structuration et Organigramme de la DRHA

Elle compte sept (7) Divisions Régionales et treize directions départementales à Filingué, Téra, Kollo, Ouallam, Gothèye, Banibangou, Balleyara, Abala, Bankilaré, Ayorou, Say, Torodi et Tillabéri.

La Direction de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri est organisée de la façon suivante :

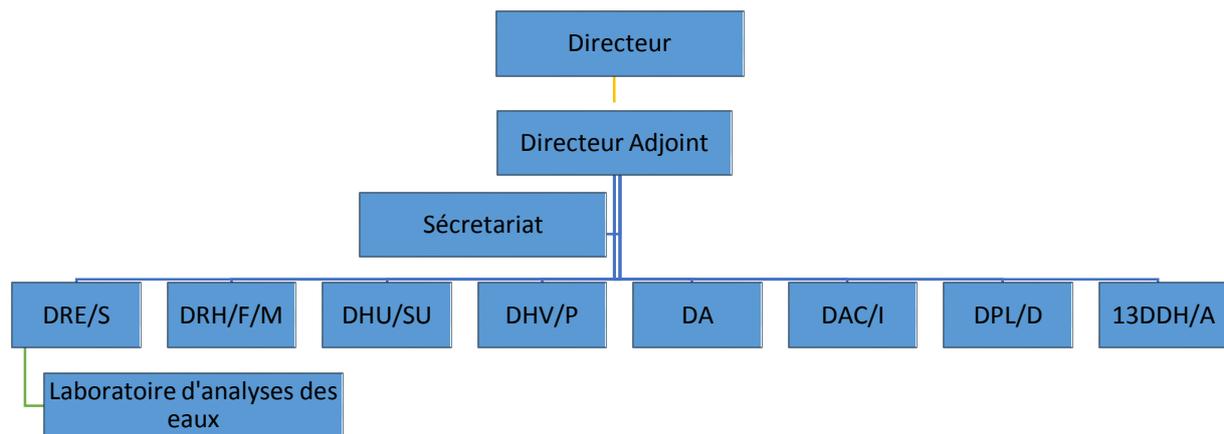


Figure 1: Organigramme de la Direction de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri

## 2. PRESENTATION GÉNÉRALE DE LA ZONE D'ÉTUDE

### 2.1.SITUATION GEOGRAPHIQUE ET EVOLUTION ADMINISTRATIVE

La Région actuelle de Tillabéri est située dans l'extrême Ouest de la République du Niger entre les latitudes 11°50 et 15°45 Nord et les longitudes 0°10 et 4°20 Est. Elle est limitée à l'Est par la région de Dosso, au Nord par la région de Tahoua et la République du Mali et à l'ouest par le Burkina Faso et au Sud par le Bénin.

Elle couvre une superficie de 97 251 Km<sup>2</sup> soit environ 7.7 % du territoire National. Selon l'INS/RGP/H, la population de la région a été estimée à 2 722 482 habitants en 2012, soit 15.9% de la population nigérienne, dont 49.5% d'hommes et 50.5 % de femmes (INS, 2014).

Du point de vue administratif, la région est subdivisée en 13 départements qui sont : Abala, Ayorou, Balleyara, Banibangou, Bankilaré, Filingué, Gothèye, Ouallam, Tillabéri, Kollo, Say, Téra et Torodi (INS, 2014).

Selon l'annuaire statistique/INS 2012-2016, la région de Tillabéri compte quarante-cinq (45) communes dont treize (13) communes urbaines et trente-deux (32) communes rurales.

La zone d'étude concerne les communes de : Anzourou, Bibiyergou, Dessa et Sinder.

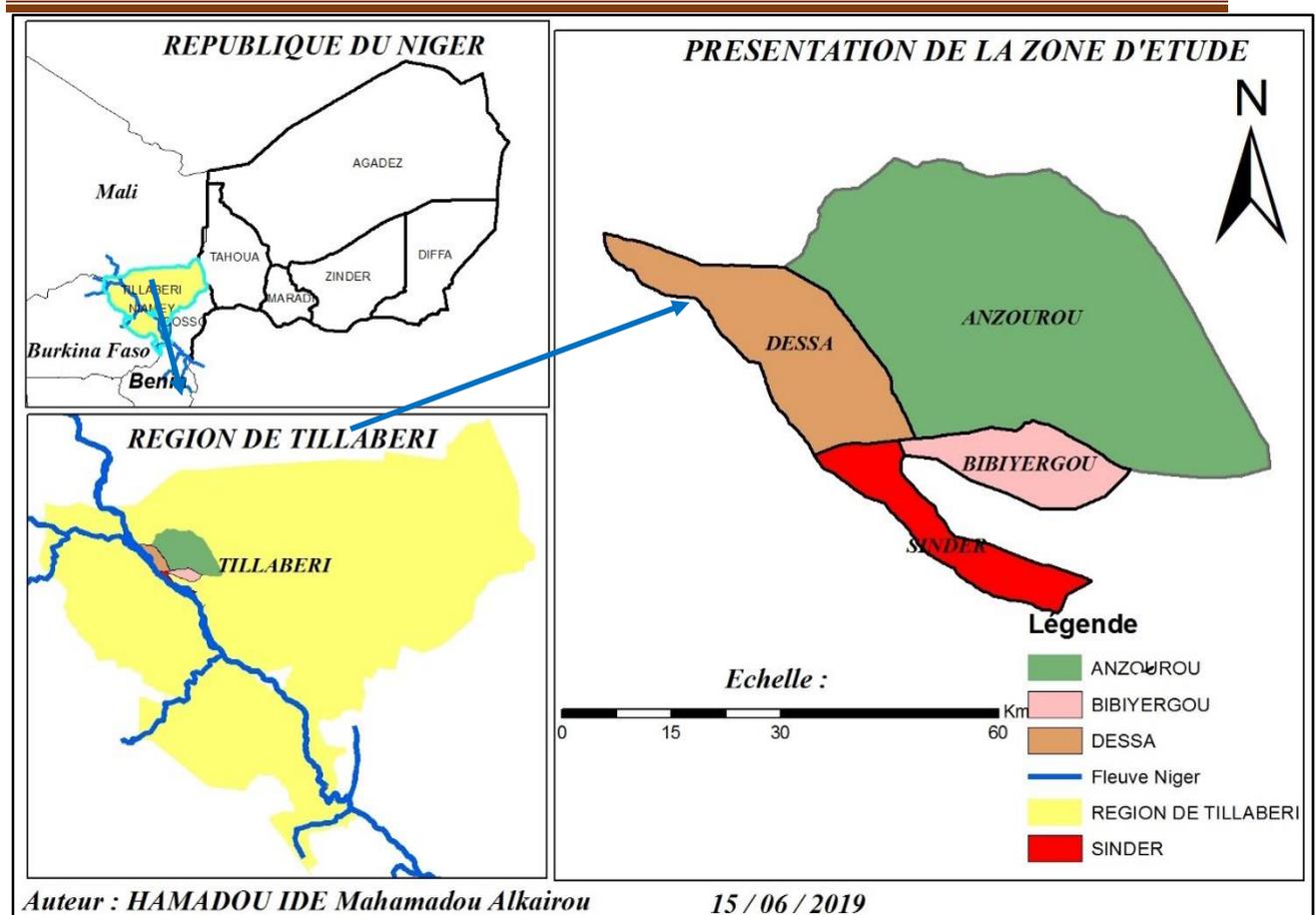


Figure 2: Carte de situation de la zone d'étude

## 2.2.CARACTERISTIQUES DU MILIEU PHYSIQUE

### ❖ Géologie

La région de Tillabéri est composée de deux (2) ensembles géologiques distincts de l'ouest en est :

- Les formations sédimentaires du bassin des Iullimenden qui occupent toute la partie septentrionale du territoire et qui représentent 70% de la superficie de la région.
- Les formations du socle précambrien recoupées par des roches éruptives qui couvrent tout le Liptako-Gourma jusqu'aux frontières avec le Mali et le Burkina Faso.

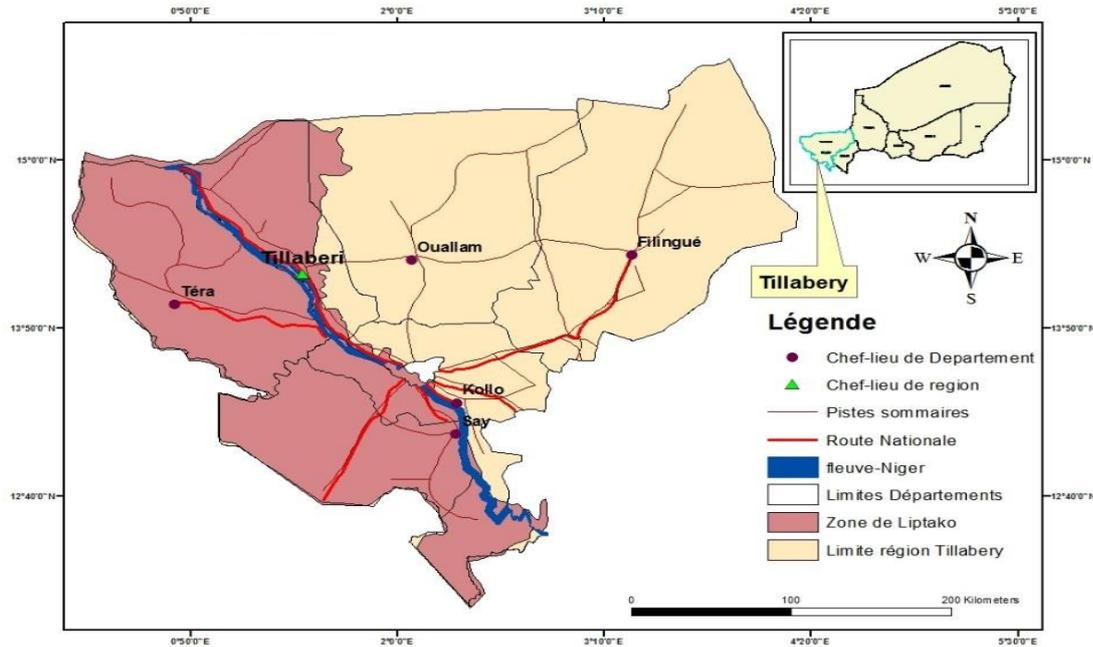


Figure 3 : Géologie de la région de Tillabéri

#### ❖ Le relief et le sol

La région de Tillabéri du point de vue géomorphologique est presque une pénéplaine. À part quelques rares massifs cristallins et les buttes-témoins du Continental Terminal (CT3), le relief est plus marqué par la vallée du fleuve, ses affluents et quelques vallées fossiles (dallols).

Les sols rencontrés dans la région de Tillabéri peuvent être classés en quatre principales catégories :

- Les sols minéraux bruts dans le département de Téra,
- Les sols peu évolués dans tous les départements de la région de Tillabéri,
- Les sols iso-humiques à complexe saturé avec individualisation poussée des sesquioxydes fortement de fer (Filingué, Kollo, Ouallam et Tillabéri)
- Les sols sesquioxydes fortement individualisés et à humus rapidement décomposable :
- Ces sols sont soumis à un approvisionnement continu dû aux effets des érosions hydriques et éoliennes et de la surexploitation.

#### ❖ Le climat et la température

Quatre zones climatiques sont caractéristiques de la région de Tillabéri :

- La zone saharo-sahélienne qui comprend : les parties Nord du département de Ouallam, Filingué, Tillabéri et Téra qui reçoit entre 200 et 300 mm de pluie par an.

- La zone sahélienne qui couvre les centres des départements de Téra, Tillabéri, Ouallam, et Filingué et reçoit entre 300 et 400 mm de pluie.
- La zone sahélo-soudanienne qui couvre le Sud des départements de Filingué, Téra, Ouallam et Tillabéri, le Nord et le centre de ceux de Say et de Kollo. Elle a une pluviométrie annuelle comprise entre 400 et 600 mm.

La zone soudanienne qui est localisée dans le Sud des départements de Kollo et de Say. La pluviométrie est supérieure à 600 mm par an.

La région de Tillabéri fait partie des zones les plus chaudes du Niger. Les températures se caractérisent par d'importantes variations saisonnières. En effet, le régime thermique est caractérisé par quatre (4) saisons bien marquées :

- Une saison sèche et froide (température 19°C et 27°C),
- Une saison sèche et chaude (température 24°C et 35°C),
- Une saison pluvieuse (température 28°C et 31°C),
- Et une saison sèche sans pluie (température 16°C et 29°C).

#### ❖ La végétation

La végétation se caractérise par une prédominance brousses tigrées à combrétacées et une espèce de savane arborée constituant certainement une relique des formations forestières denses sèches soudanienne. La zone intermédiaire et la zone agricole renferment l'essentiel des ressources forestières, fauniques et halieutique.

#### ❖ Ressource en eau

Les ressources en eau de la région de Tillabéri sont constituées par des eaux de surface et des eaux souterraines.

##### - Les eaux de surface

La région de Tillabéri est une zone où les ressources en eau de surface ne constituent pas une contrainte pour le développement socio-économique. En effet, le fleuve Niger, seul cours d'eau permanent du Niger, la traverse sur 420 km. Il est appuyé par six (6) affluents sur la rive droite et des vallées sèches à écoulement intermittent sur la rive gauche. Son débit moyen est de l'ordre de 1030 m<sup>3</sup>/s, il existe aussi d'importantes mares permanentes (51) et semi-permanentes (94) disséminées un peu partout dans la région, mais aussi des dallols. Leurs apports sont estimés à 12000000 m<sup>3</sup>/ an. Il contribue substantiellement à la recharge des nappes souterraines.

- Les eaux souterraines

Le potentiel des eaux souterraines de la région de Tillabéri est estimé à plusieurs dizaines de milliards de mètres cubes et est constitué de quatre types d'aquifères à savoir :

- Les nappes alluviales dans les vallées : ces nappes sont présentes localement dans les fonds de koris et sont en relation directes avec les eaux de pluie et l'épaisseur des alluvions. Elles sont très sollicitées pour tous les usagers, car elles sont peu profondes.
- Les aquifères discontinus du socle granitique qu'on rencontre dans les départements de Say, Téra, Tillabéri et Kollo, Ayorou, Torodi, Bankilaré, Gothèye.
- Les aquifères du Continental Terminal qui se superposent par endroit avec les aquifères du continental intercalaire.
- Les aquifères du Continental Terminal intercalaire/ amadien rencontrés dans les départements de Ouallam et Filingué.

❖ Hydrographie

Le réseau hydrographique de la région de Tillabéri comprend : le fleuve Niger et ses affluents, les mares (permanentes et semi-permanentes) et les retenues artificielles.

La région de Tillabéri est l'une des zones les plus arrosées par le réseau hydrographique du pays. Les sources les plus importantes sont :

Le fleuve Niger qui traverse la région sur une longueur de 420 Km.

Les affluents du fleuve Niger (le Goroual, la Sirba, le Goroubi, le Diamangou, la Tapoa et le Mékrou).

### **2.3.CARACTERISTIQUES DU MILIEU HUMAIN**

❖ Les Données démographiques

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2012), la population de la zone d'étude est estimée 24229 habitants (11798 Hommes et 12431 Femmes) en 2012. Le taux de croissance annuelle moyen communal est de 2.2 % (RGPH, 2012).

Le département de Tillabéri compte 7 communes : Anzourou, Bibiyergou, Dessa, Kourteye, Sakoirra, Sinder et commune de Tillabéri.

La présente étude porte sur les quatre communes à savoir Anzourou, Bibiyergou, Dessa et Sinder.

❖ Ethnies

La population de la zone d'étude est composée majoritairement de Sonraï 29%, ensuite viennent les Touareg 22%, les Wogo 21%, les Zarma 17%, les peulhs 2%.

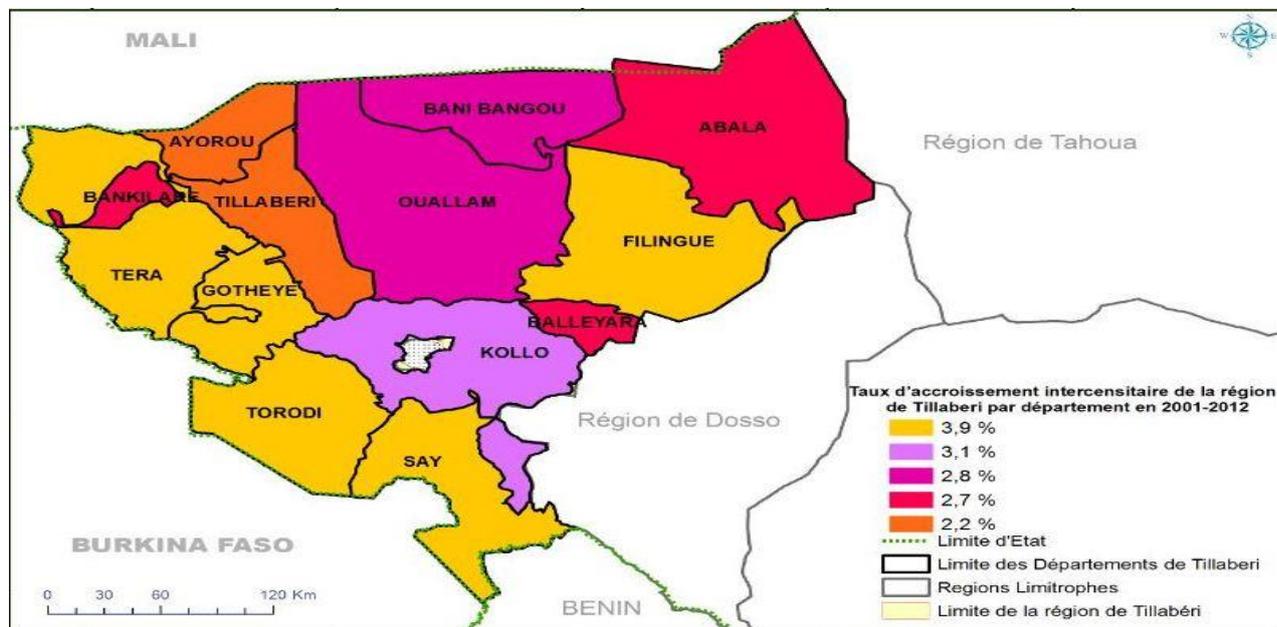


Figure 4 : Taux d'accroissement intercensitaire de la région de Tillabéri par département de 2001-2012

L'évolution du taux d'accroissement de la région est résumée dans le tableau 1

Tableau 1: Évolution du taux d'accroissement

Année	Période de Reference				Taux d'accroissement annuel moyen %		
	1977	1988	2001	2012	1977 - 1988	1988 - 2001	2001 - 2012
Département de Tillabéri	138 199	158 202	217 370	226 765	1,3	2,5	2,2
Région de Tillabéri	928 849	1 328 283	1 872 436	2 715 186	3,4	2,8	3,2
Niger	-	7 251 626	11 060 291	17 129 076	-	3,3	3,9

RGPH 1977 – 2012 (Institut National de la Statistique)

La zone d'étude est constituée des localités situées le long du fleuve (Zone basse) et le second (Zone haute).

La zone basse regroupe : Falla, Bonféba, Kolbole et quelques villages rattachés ;

La zone haute regroupe : Bibiyergou, Marga-marga, Sangara, Doukou, Kofouno et Sara Koira.

Tableau 2 : répartition de la population du département de Tillabéri par Zone selon le sexe en 2012

Zone	Homme	Femme	Total
Zone Basse	5490	5718	11.208
Zone Haute	6308	6713	13.021
Total	11.798	12.431	24.229

#### ❖ Activité socio-économique

L'agriculture (production vivrière de mil, de sorgho, riz, maïs, niébé), l'élevage et la pêche constituent les activités dominantes et pratiquées par les populations. D'autres activités non moins importantes, mais participant à l'augmentation des revenus des ménages sont le petit commerce, la pêche et le transport.

L'agriculture est la principale activité économique, elle est pratiquée par l'ensemble des habitants de la région de Tillabéri.

L'élevage constitue la deuxième activité importante dans les villages. Il se pratique sous deux formes : l'élevage sédentaire (semi-intensif) et l'élevage extensif.

La pêche, le commerce et le transport occupent une part non négligeable.

## 2.4.DIAGNOSTIQUE DU SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU

Le diagnostic du Système d'alimentation en eau a permis d'identifier tous les points d'eau et infrastructures d'AEP existant dans les différents villages des quatre communes concernées par l'étude.

### 2.4.1. Infrastructures socio-économiques

Le tableau ci-dessous présente les différentes infrastructures socio-économiques existantes dans les villages des quatre communes concernées par l'étude :

Tableau 3: Infrastructures socio-économiques

Région	Communes	Villages	École	Marché	Mosquées	Case de santé
Tillabéri	ANZOUROU	Bossey	1	0	1	0
		Bangou				
		Kofouno	1	0	1	1
		Margamarga	1	0	1	0
		Sangara				1
	Sarakoira	3	1	1	1	
	BIBIYERGOU	Bibiyergou	2	0	1	1
	DESSA	Kolbolé	1	0	1	0
SINDER	Falla	1	0	1	1	
TOTAL			10	1	7	5

#### 2.4.2. Infrastructures Hydrauliques

La population s'approvisionne en eau à partir des puits à grand diamètre, des forages, et au niveau du fleuve. Le tableau résume les différents ouvrages existants dans les villages de la zone du projet :

Tableau 4: Infrastructures Hydrauliques

Village	Puits cimenté		Forage PMH		Mini- AEP	
	F	NF	F	NF	F	NF
Bossey	5	0	2	0	0	0
Bangou						
Kofouno	0	0	5	0	0	0
Margamarga	0	0	1	3	0	0
Sangara	1	0	0	2	1	0
Sarakoira	0	4	5	0	0	1
Bibiyergou	4	0	3	0	0	1
Kolbolé	0	0	1	1	0	0
Falla	0	0	4	0	0	0
Total	10	4	21	6	1	2

### **III. PRESENTATION DU PROJET**

#### **1. CONTEXTE DU PROJET**

Le Niger, pays sahélien couvre une superficie de 1.267.000 km<sup>2</sup>. Il comptait près de 21.5 millions d'habitants en 2017 dont 83% se trouvent en milieu rural et affiche l'un des taux de croissance démographique les plus élevés au monde (3.9% par an) (INS ; 2017).

Le fleuve Niger est le principal cours d'eau permanent au Niger partagé avec huit autres pays et constitue une source d'alimentation en eau potable.

L'accès à l'eau potable des populations en milieu rural et urbain demeure une préoccupation majeure des pays en voie de développement. La rareté de l'eau affecte particulièrement les habitants des zones rurales. En 2013 seulement 50% de cette population bénéficiait d'un accès à l'eau potable, contre 86 % en milieu urbain (rapport des indicateurs 2013).

C'est le cas de la région de Tillabéri située dans le Sud-Ouest du Niger dont l'alimentation en eau potable a toujours été une préoccupation des autorités et de la population. Par insuffisance de point d'eau moderne, les habitants utilisent en majorité les eaux du fleuve Niger, qu'ils consomment sans traitement.

Grâce à un rapport fourni par la Direction Régionale de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri qui portait sur l'insuffisance d'eau potable, que le gouvernement Nigérien a adopté les Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD) : « garantir l'accès de tous à des services d'approvisionnement en eau potable et assurer une gestion durable de ressources en eau ». Pour atteindre ces objectifs tant en milieu rural qu'en milieu urbain, l'Etat Nigérien a souscrit en Mai 2017, le Ministère de l'Hydraulique et de l'Assainissement avec l'appui des partenaires techniques et financiers a élaboré le Programme Sectoriel Eau, Hygiène et Assainissement (PROSEHA 2016-2030).

Au regard de ces enjeux, l'objectif principal du projet est d'apporter une solution durable aux problèmes d'alimentation en eau potable pour une population cible estimée à 124.052 habitants, dont près de 120 000 directement concernées par l'eau potable.

#### **2. Objectif de l'étude**

➤ Objectif global :

L'objectif global de cette étude est de contribuer à l'amélioration des conditions d'accès à l'eau potable des populations des différentes localités concernées de la région de Tillabéri.

➤ **Objectifs spécifiques :**

- Élaborer l'état des lieux du système d'approvisionnement en eau potable dans les villages de Bossey Bangou, Bibiyergou, Falla, Kofouno, Kolbole ( Kolbole avec ses villages environnants), Margamarga, Sangara et Sarakoira ;
- Réaliser une étude socio-économique permettant d'évaluer les besoins et la demande en eau de l'AEP de la zone d'étude ;
- Conduire les études techniques (la conception et le dimensionnement) du système d'adduction d'eau potable reliant l'ensemble des populations cibles.
- Estimer le coût du projet

**3. Résultats attendus**

- L'état des lieux de l'approvisionnement en eau potable dans les villages de Bossey Bangou, Bibiyergou, Falla, Kofouno, Kolbole (Kolbole avec ses villages environnants), Margamarga, Sangara, Sarakoira est connu.
- Les besoins actuels en eau potable ainsi que leur évolution sont connus.
- Un système d'approvisionnement en eau potable est conçu et dimensionné pour pouvoir répondre aux besoins de la population à l'horizon 2035.
- L'estimation du coût du projet est réalisée.
- Une surveillance contrôle de la qualité de l'eau est proposé.
- Un système de gestion est proposé.

**IV. Méthodologie de conception**

**1. Matériels**

GPS pour la localisation et la prise des coordonnées des points

Des fiches d'enquêtes individuelles et des guides d'entretien ont été mis au point et utilisés pour échanger avec la population sur la problématique de l'étude.

Appareil topographique (niveau) et deux mires pour effectuer les levés topographiques.

Les logiciels Autocad et Covadis pour les dessins des plans, ArcGis pour la cartographie, Excel pour les calculs de dimensionnement et Word pour la rédaction du mémoire.

## **2. Méthodologie de Collecte de donnée**

Pour atteindre les objectifs de l'étude, nous avons adopté une démarche méthodologique qui nous a conduits à la réalisation de ce travail. Cette démarche a comporté plusieurs activités dont : une recherche documentaire, des visites de terrain, une analyse et un traitement des données et enfin la rédaction du mémoire.

La démarche utilisée comprend les étapes suivantes :

### **2.1.RECHERCHE DOCUMENTAIRE**

Elle a consisté essentiellement à une consultation des documents tels que les ouvrages, les rapports, les mémoires, les thèses et les articles scientifiques qui présentent un grand intérêt pour le présent thème.

Plusieurs bases de données ont été collectées pour la confronter et les compléter.

Au niveau de la Direction de l'Hydraulique et de l'Assainissement de Tillabéri (DRH/A Ti), la revue bibliographique s'est intéressée à toutes les études réalisées ou en cours de réalisation en lien avec le thème de l'étude.

### **2.2.ENQUETE ET COLLECTE DES DONNEES SUR LE TERRAIN**

Cette étape a commencé par l'analyse des Termes de Référence (TDR) pour avoir une compréhension du sujet.

Elle s'est déroulée en plusieurs phases : l'observation de terrain, le choix des sites à enquêter et l'application des questionnaires.

- Observation sur le terrain

C'est la première étape de l'enquête sur le terrain. Elle a permis d'identifier les différents points d'eau disponible, d'appréhender la situation de l'eau dans les villages à travers l'observation directe, mais aussi de sélectionner les sites retenus pour la présente étude.

- La sélection des sites à enquêter,

La zone d'étude comporte huit (8) villages : Bossey Bangou, Bibiyergou, Falla, Bonféba, Kofouno, Kolbale, Margamarga, Sangara et Sarakoira.

La sélection des sites à enquêter a tenu compte des critères suivant : le type d'ouvrage (mini-AEP, PEA, etc.), la source d'énergie, l'appartenance communale, l'emplacement géographique.

- L'élaboration des fiches et questionnaires d'enquêtes,

L'élaboration des fiches et des questionnaires d'enquêtes a été conforme à la méthodologie

La collecte des données sur le terrain, fortement inspirée des méthodologies participatives

comme le recommandait le TDR de l'étude. Les enquêtes se sont ainsi déroulées à l'occasion : d'entretiens individuels et de groupe, de visite sur les sites, d'observations.

- Le levé topographique

Le levé topographique a pour objectif de collecter les données planimétriques et altimétriques sur le terrain.

Les études topographiques ont été réalisées au niveau des emprises des ouvrages des prises d'eau, des stations de traitement d'eau, des réservoirs de distribution d'eau traitée et aux environs des zones d'implantation des bornes-fontaines dans les villages concernés par l'étude. Ces levés topographiques ont consisté à des levés de détails et à des cheminements.

### 3. Analyse des données et Rédaction du rapport

Cette phase a permis de faire l'analyse et l'interprétation des résultats des données recueillies sur le terrain. Les études techniques et socio-économiques ont permis d'obtenir des données nécessaires sur le terrain qui ont servi à faire :

L'estimation de la population à l'échéance du projet ;

L'évaluation des besoins des populations,

Inventaire des points d'eau pour l'approvisionnement en eau potable des villages ;

La capacité de stockage du réservoir.

### 4. Horizon du projet :

L'échéance du projet est fixée à 15 ans. L'horizon du projet est 2035 en considérant la fin 2020 comme année de référence de fin des travaux et de mise en service des systèmes d'AEP conçus dans le cadre de ce projet.

### 5. Evaluation de la ressource disponible

L'évaluation de la disponibilité des ressources en eau montre que la majorité de la population de la zone d'étude s'approvisionne à partir des eaux du fleuve Niger.

En raison de la présence du fleuve Niger, il est donc retenu l'utilisation de ces eaux de surface qui seront captées, traitées et desservies aux populations des localités concernées par le projet.

Tableau 5 : Caractéristiques des écoulements du fleuve Niger de 1984 - 2019

	1984-1985	2012-2013	2017-2018	2018-2019	Moyenne
Débit max (m <sup>3</sup> /h)	1367	2492	2276	2136	1736
Débit min (m <sup>3</sup> /s)	0	59	14	235	85
Q moyen annuel (m <sup>3</sup> /s)	411	1097	790	1532	981

Volume écoulé ( $\times 10^9$ m <sup>3</sup> )	13	35	25	25	31
Date	01-oct	22-août	11-sept	29-août-18	31-déc-18
Hauteur max	485	618	596	581	535

## 6. Description du système d'AEP

Le système d'AEP pour l'alimentation des villages sera composé dans sa partie production d'eau de :

- Ouvrages de captage d'eau du type de galerie filtrante et puis de captage ;
- Une station de traitement par filtration rapide sur sable

Le traitement est le processus qui consiste à faire passer l'eau par divers ouvrages afin de la rendre potable. Elle consiste donc en un traitement de clarification et de désinfection.

La station de traitement regroupe l'ensemble des ouvrages :

- Un décanteur (rectangulaire) statique
- Un filtre sur lit de sable
- Et une bache d'eau claire

La filière de captage et de traitement est décrite dans la figure suivante

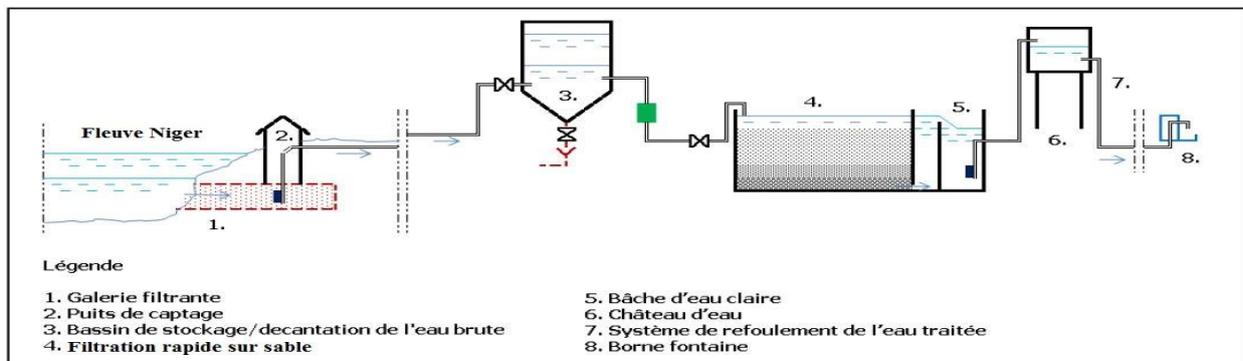


Figure 5: Filière de traitement choisi pour l'AEP multi-villages

Dans le cas d'une prise d'eau au niveau d'une rivière ou d'un fleuve, la prise peut être située sur le fond de la rivière/du fleuve, au milieu de celle-ci ou sur les berges avec ou sans surélévation du niveau par un seuil (FAYE, 2017) .

Le système de prise retenu dans le cadre de ce projet est le système galerie filtrante.

La galerie filtrante comprend une crépine de drainage (conduite en acier inoxydable perforée sur la partie supérieure) placée dans une tranchée et couverte d'un massif filtrant permettant une pré-filtration de l'eau du fleuve. L'extrémité du drain (côté du fleuve) sera fermée pour éviter l'entrée des boues dans le système.

---

Le module de traitement sera alimenté par la pompe placée dans le puits de captage et une seconde pompe refoulera l'eau traitée dans le château.

## 7. Paramètres du dimensionnement

### 7.1.DONNEES DEMOGRAPHIQUES

Selon le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2012, la population de la zone d'étude est estimée à 24 229 habitants. Le taux d'accroissement de la population est de 2.2% (INS, 2012).

L'évaluation de la population en 2035 sera basée sur le modèle de croissance géométrique.

$P_n = P_0 * (1+\alpha)^n$ , avec  $\alpha$  le taux d'accroissement annuel de la population

$P_n$  : Population à l'échéance du projet 2035,

$P_0$  : Population à l'année de référence 2020,

$n$  : nombre d'années d'intervalle,  $n = 15$  ans

### 7.2.EVALUATION DES BESOINS EN EAU A L'HORIZON DU PROJET

Les besoins en eau seront déterminés à partir de la demande journalière moyenne de la population à alimenter.

Dans le cadre de notre projet, nous avons considéré que 95% de la population s'alimentera au niveau des bornes-fontaines et que les autres 5% s'alimenteront d'autres sources (Forages, Puits Cimentés), car ces ouvrages hydrauliques ne devraient pas être abandonnés

Pour l'estimation des besoins globaux journaliers, nous considérons une consommation spécifique de 20 l/jour/personne recommandée par le PROSEHA. Toutes fois, les besoins à prendre en compte pour le dimensionnement du système tiendront compte des volumes d'eau disponibles fournis par la source d'eau.

#### ❖ Besoins moyens domestiques (Bmd)

Les besoins moyens domestiques s'obtiennent par la formule suivante :

$Bmd = Population (P_n) * consommation spécifique (C_s)$

Bmd s'exprime en m<sup>3</sup>/j

Population ( $P_n$ ) en nombre d'habitants (hbts)

Consommation spécifique ( $C_s$ ) en m<sup>3</sup>/j/hbts

#### ❖ Besoins annexes (BA)

Les besoins annexes regroupent les consommations des édifices publics (écoles, CSI, mosquées, marchés, gare, administrations, etc.), les demandes en eau des activités économiques (industries, commerce, élevage, etc.) et les pertes d'eau au cours du traitement et la distribution

d'eau.

Les statistiques de sociétés africaines d'eau montrent que les besoins annexes représentent 30% des besoins domestique (OUEDRAOGO, 2005).

❖ Besoins du cheptel

Le mode d'élevage est extensif à dominance sédentaire. Il est caractérisé par une faible production. Cette population est composée des : bovins, ovins, caprins, camelins, équins, asins. Vu que nous n'avons pas des données sur l'effectif total, nous considérons que cette population s'approvisionnera à partir des eaux du fleuve et des mares.

Tableau 6 : Formule pour le dimensionnement

Désignation	Formules utilisées
Coefficient de pointe journalier (Cpj)	1.2
Coefficient de pointe horaire (Cph)	$Cph = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mh}}}$ $Q_{mh}$ (m3/h)
Rendement réseau $\eta_r$ (perte 5%)	95%
Rendement traitement $\eta_t$ (perte 10%)	90%
Besoins domestiques (Bd)	$P2035 * Cs$
Besoins annexes (Ba)	$5\% * Bd$
Besoins moyens journaliers (Bjm)	$Bjm = Bd + Ba$
Besoins du jour de pointe	$Bjp = Bjm * Cpj$
Demande journalière de pointe (Djp)	$Djp = \frac{Bjp}{\eta_r}$
Débit de pointe horaire	$Q_{ph} = \frac{Bjm * Cpj * Cph}{\eta_r * T_{fonctionnement}}$
Volume mis en distribution	$V_{distribué} = \frac{Bjp}{rendement\ réseau}$
Débit d'eau brute	$Q_{Eau\ Brute} = \frac{Volume\ d'\ Eau\ brute(Vj)}{Temps\ de\ pompage}$

Volume eau brute	$V \text{ Eau Brute} = \frac{\text{Volume distribué}}{\text{rendement de la station}}$
------------------	--

## 8. Réseau d'adduction

### ✓ Choix du mode de refoulement

La prise d'eau brute se fera à partir du fleuve Niger par des galeries filtrantes de façon gravitaire avant de jeter dans le puits de captage. C'est dans ce puits que le pompage est fait pour refouler l'eau dans le décanteur.

L'écoulement de l'eau se fait sous pression à l'aide d'une pompe, car la source est située à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée (décanteur)

Les conduites de refoulements se trouvent à deux endroits :

- Les conduites de refoulement des eaux brutes des puits de captage vers les décanteurs au niveau des stations de traitement ;
- Les conduites de refoulement des eaux traitées des bâches d'eau traitée vers les réservoirs de distribution.

### ✓ Dimensionnement de la conduite d'adduction

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre la source et le stockage. La conduite de refoulement est obtenue par les formules suivantes :

Formule de Bresse :  $D_{th} (m) = 1.5 * \sqrt{(Q (m^3/s))}$

Formule de Bresse modifiée  $D_{th} (mm) = 0.8 * \sqrt[3]{Qj \left(\frac{m^3}{s}\right)}$

Formule de Munier  $D_{th} (m) = (1 + 0.02n) * \sqrt{(Q (m^3/s))}$

n = nombre d'heures de pompage par jour

Formule de Bonnin :  $D_{th} (m) = \sqrt{(Q (m^3/s))}$

Formule de Bedjaoui :  $D_{th} (m) = 1.27 * \sqrt{(Q (m^3/s))}$

D (m) = diamètre de la conduite de refoulement

Q = débit adduction

Condition de Flamant :  $V (m/s) \leq 0.6 + D (m)$

## 9. Réseau de distribution

### ✓ Choix du mode de distribution

Le mode de distribution adopté est de type gravitaire. Le réservoir domine tout le système et assure une pression minimale de service au point le plus défavorable.

✓ Réseau de distribution

Le réseau de distribution est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression et qui assure l'alimentation en eau potable des villages à partir d'un réservoir.

Les équipements pour la production seront dimensionnés avec un temps de pompage de 10 heures.

Le réseau de distribution sera dimensionné à l'aide du débit de pointe horaire à l'horizon du projet 2035.

✓ Calcul des diamètres des conduites

La formule utilisée pour le calcul des diamètres des conduites de distribution est obtenue à partir de la formule dite de continuité  $Q = V \cdot S$

Les diamètres des conduites de refoulement seront calculés avec le débit de pointe.

Le diamètre est obtenu par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

Dint : Diamètre intérieur de la conduite (m)

Q : débit passant dans la conduite (m<sup>3</sup>/s) = débit de pointe horaire Qph

V : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) :  $V = 4Q/\pi D^2$  fixée à 1 m/s

S : la section de la conduite  $S = (\pi \cdot D^2)/4$

Les vitesses réelles obtenues sont acceptables et on les vérifie avec la formule de la vitesse.

✓ Choix du type de réseau

Il existe deux types de réseau : le réseau ramifié et le réseau maillé

Tableau 7: Les différents types de réseau

TYPE DE RÉSEAU	
Réseau ramifié	Réseau maillé
L'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens, des conduites principales vers les conduites secondaires puis vers les conduites tertiaires ; Avantage : Le coût d'investissement pour le réseau de type ramifié est faible ; Frais de mise en place faible	Il dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites permettant une alimentation de retour ; Avantage : Il permet d'assurer le service même en cas d'isolement d'une partie du réseau ; Il assure la sécurité dans la distribution ; Pertes de charge faible ;

Inconvénient : Pertes de charge élevées	Frais de pompage faibles ; Inconvénient : Frais de mise en place élevés
--	---

Nous choisissons le réseau ramifié pour la distribution.

Le dimensionnement des conduites se fera par la méthode aval amont et le réseau avec le débit de pointe horaire à l'échéance du projet 2035.

Les débits des tronçons sont obtenus par la somme directe des débits consommés (prélevés) en aval au niveau des bornes-fontaines (BF).

- Nombre de bornes-fontaines (nBF)

Le réseau sera dimensionné en tenant compte que 95% de la population s'alimentera au niveau des bornes-fontaines et les 5% s'alimenteront à d'autres sources.

Nous utilisons la formule suivante pour les calculs du nombre de bornes-fontaines :

$$n_{BF} = \frac{\text{Population} * 95\%}{\text{Nombre d'habitant/BF}}$$

- Débits des bornes-fontaines

Les bornes-fontaines ont été implantées en fonction des réalités du terrain afin d'assurer une bonne répartition de la disponibilité en eau à la population. La distance maximale que devra parcourir un habitant pour une borne-fontaine doit être de 500 m.

Selon les normes en vigueur au Niger, une borne-fontaine doit servir 500 personnes.

La consommation spécifique avait été fixée à 20 litres/jour/ personne.

Le débit par Borne fontaine est obtenu par la formule suivante :

$$Q_{BF} = \frac{\text{Débit de pointe (Qph)}}{\text{Nombre de BF}}$$

- ✓ Choix des conduites

Pour un réseau d'adduction d'eau potable, il existe trois types de conduites à savoir : les conduites en fonte, en PVC et en PEHD. Parmi les trois types de conduites, le PVC est plus facile à mettre en place et coûte moins cher sur le marché.

Le type de conduite retenu est le PEHD, car les tuyaux PEHD bénéficient d'une paroi intérieure

lisse en PEHD, offrant des performances hydrauliques supérieures à celles des matériaux rigides tels que les grés, l'acier, la fonte ou le béton (KOFFI, 2013).

Tableau 8: Performances hydrauliques des tuyaux

Type	Béton	PE	Grés	Acier	Fonte
Performance	4	30	20	10	6

Source : Kouassi KOFFI (2013)

❖ Pression de service

C'est la pression minimale à laquelle l'eau est fournie à l'utilisateur pour un confort d'utilisation. Elle est fixée suivant les normes en vigueur par le gestionnaire du service d'eau.

Elle permet à l'utilisateur d'opérer des prélèvements d'eau depuis la canalisation, sans effort particulier.

La pression minimale aux points de desserte les plus défavorables devra permettre d'assurer une qualité de service appréciable.

La pression de service contractuelle est de 5 mCE pour les systèmes en AEPS simplifiés.

Nous choisissons la pression de service minimale (PMS) à la borne-fontaine de 5 mCE au-dessus du sol largement acceptable. La pression de fonctionnement est obtenue par la formule suivante :  $P_f = 1,2 \times PMS$

❖ Vitesse d'écoulement.

Le dimensionnement prendra en compte les vitesses habituellement admissibles dans les réseaux de distribution. En effet, afin d'éviter d'une part, les phénomènes d'abrasion des conduites et d'autre part les phénomènes de dépôt.

Les vitesses d'écoulement dans les canalisations de distribution doivent respecter les conditions de vitesses minimales et maximales.

Il est recommandé une vitesse minimale de 0.3 m/s et une vitesse maximale de 1.5 m/s pour un bon fonctionnement du réseau, car une vitesse trop importante engendre des pertes de charge élevées et une vitesse trop faible occasionne des dépôts dans la conduite.

❖ Perte de charge

On distingue deux types de pertes de charge dans un réseau de distribution qui sont entre autres les pertes de charge linéaires ou régulières et les pertes de charge singulières ou locales.

Dans cette étude, les pertes de charge singulières sont prises égales à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Sigma \Delta H = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 10\% \cdot \Delta H_L = 1.1 \cdot \Delta H_L$$

Pour évaluer les pertes de charge, nous allons utiliser la formule de Manning Strickler :

$$\Delta H = L * J$$

$$\Delta H = 1.1 * \frac{10.29 * Q^2 * L}{K_s^2 * D^{16/3}}$$

Q : débit (m<sup>3</sup>/s)

D= Diamètre de la conduite en (m)

L= Longueur de la conduite en (m)

K<sub>s</sub> = coefficient de Manning

✓ Étude du phénomène de coup de bélier

Le coup de bélier est une variation brusque du régime d'écoulement dans les conduites.

La pression absolue dans la conduite est  $H = HMT + Patm$  avec  $Patm = 1 \text{ bar}$

Il y a risque de coup de bélier lorsque la pression absolue de calcul dans la conduite est supérieure à la pression maximale admissible de la conduite (PMA) :  $H + \Delta H \geq PMA$ , avec  $PMA = PN$

La loi de Joukovski traduisant l'amplitude du phénomène de coup de bélier est :

$$\Delta P = \pm \alpha * \frac{V}{g}$$

$\Delta P$  : variation de pression en m

$\alpha$  : vitesse de l'onde de pression

V : Vitesse de l'eau dans la conduite en m/s

g : gravité  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

### Calcul de la célérité de l'onde

La célérité (vitesse) de l'onde est obtenue par la formule (formule d'Allievi) suivante :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}}$$

La pression relative provoquée par le coup de bélier au point le plus défavorable de la conduite de refoulement doit être inférieure à la pression nominale de la dite conduite pour éviter l'explosion en cas de surpression. Elle doit être supérieure à la pression atmosphérique pour éviter l'implosion en cas de dépression. Pour ce dernier cas, la ventouse placée systématiquement sur la conduite de refoulement établit l'équilibre entre les pressions intérieures et extérieures. La protection contre l'implosion est donc assurée. La vérification du coup de bélier portera seulement sur la surpression.

## 10. Processus de traitement des eaux

Les eaux prises du fleuve à partir de la galerie sont refoulées du puits de captage vers la station de traitement. En effet, le traitement des eaux de surface doit permettre la transformation de l'eau brute en une eau potable convenant aux usages domestiques.

Le traitement d'une eau brute après son captage dépend de sa qualité et de ses constituants, critères qui varient dans le temps. Elle doit donc être analysée en continu avant de subir le traitement de potabilisation approprié pour éliminer les organismes pathogène et donner une turbidité acceptable. (DEGREMONT, 1972).

Tableau 9 : Donnée sur la turbidité des eaux du fleuve Niger (Source SEEN - 2017)

Périodes	Plage de la turbidité (NTU)	Observation
Juin (première pluie)	141 - 6421	Décantation rapide
Juillet – Août	1055 - 4200	Décantation rapide
Septembre - Décembre	65 - 236	Décantation lente
Janvier - Juin	47 - 139	Décantation relativement lente

Compte tenu de la charge organique très importante des eaux de surfaces (Fleuve Niger), le traitement de ces eaux de surface doit suivre les étapes suivantes :

- Clarification (coagulation-floculation, décantation et filtration)

En présence de produits coagulants et floculants, les particules en suspension dans les eaux s'agrègent en flocons puis en flocs. Le poids de ces flocons provoque la sédimentation des particules au fond des bassins de décantation. La filtration finale à travers des filtres minéraux (sable) ou des membranes permet de produire une eau limpide débarrassée de ses particules.

- Désinfection

Les bactéries et virus pathogènes qui demeurent dans l'eau sont éliminés lors de l'étape de désinfection. Une petite quantité de chlore reste dans l'eau produite pour éviter un développement bactérien plus en aval, dans le réseau d'eau.

À la sortie de l'usine de potabilisation, l'eau est acheminée vers les réservoirs (châteaux d'eau).

## 11. La source d'énergie

Tableau 10: Avantages et Inconvénient des différentes sources d'énergie

Source d'énergie	Avantage	Inconvénient
Thermique (Groupes électrogènes)	Pompage au besoin Débit de pompage important Durée de vie faible	Maintenance et fonctionnement très coûteux Exige un stock régulier en carburant
Solaire	Peu de panne du système Pas de charges récurrentes Durée de vie importante	Pompage lié à l'ensoleillement Coût élevé à la réalisation Sensible aux aléas climatiques Vol possible des panneaux
Réseau électrique	Pompage en continu Charges récurrentes faibles	Rupture d'eau en cas coupure ou d'impayés

Les pompes seront alimentées par l'énergie solaire qui est préconisée compte tenu des charges d'exploitation élevées du thermique en prenant en considération de la pauvreté des populations.

Le système comportera trois postes de consommation d'énergie :

La phase de pompage de l'eau brute et la phase de pompage de l'eau traitée vers les réservoirs R1 (Zone Haute) et R2 (Zone Basse).

Les ouvrages seront conçus sur la base de la valeur maximum du débit journalier prévu au terme de la période de conception.

### Formule de base pour le dimensionnement des champs PV

- ❖ Estimation des besoins journaliers (Débit de pompage d'eau) en m<sup>3</sup>/J
- ❖ Estimation de l'ensoleillement
- ❖ Dimensionnement du champ PV

$$E_j = K_p * P_c * H_i \quad (1)$$

$K_p$  : coefficient de productivité pour le système photovoltaïque

$0,7 \leq K_p \leq 0,8$  pour les systèmes de pompage au fil du soleil.

$$E_j = \frac{\rho g * Q_j * HMT}{3600 * \eta_{\text{onduleur}} * \eta_{\text{moteur}} * \eta_{\text{pompe}}} = 2,725 * \frac{Q_j * HMT}{\eta_{\text{onduleur}} * \eta_{\text{mp}}} \quad (2)$$

$$(1) = (2) \leftrightarrow P_c = 2.725 * \frac{Q_j * HMT}{K_p * H_i * \eta_{\text{onduleur}} * \eta_{\text{mp}}}$$

$E_j$  = Énergie électrique journalière produite par le générateur PV

$P_c$  = Puissance minimale (crête) du générateur

❖ Dimensionnement des champs

La dimension théorique est obtenue par la formule suivante :

$$W_c = \frac{E_j}{H_i * (1 - \text{perte})}$$

❖ Détermination du nombre de modules PV

Les nombres des modules photovoltaïques sont obtenus par la formule suivante :

$$N_{\text{module}} = N1 = \frac{P_{\text{crête à installer}}}{\text{Puissance module}}$$

❖ Nombre de module par string (en série)

$$N2 = \frac{\text{tension d'entrée maximale de l'onduleur}}{\text{tension à circuit ouvert du module}}$$

Oubien

$$N2 = \frac{\text{Puissance crête à installer}}{\text{Puissance crête du module}}$$

Nombre de string de module

Le nombre de string de module est obtenu par la formule suivante

$$N3 = \frac{N1}{N2}$$

## V. ÉTUDE DE FAISABILITÉ TECHNIQUE

Le projet d'alimentation en eau potable va se faire à travers un système d'adduction en eau potable multi- villages (AEP-MV).

La conception technique du réseau d'adduction d'eau potable à consister à la détermination des paramètres du dimensionnement du système d'AEP à savoir : la demande en eau, les points d'eau et infrastructures d'adduction d'eau potable, les principes de base de dimensionnement.

### 1. Estimation de l'effectif de la population à l'horizon du projet

L'évaluation de la population en 2034 sera basée sur le modelé de croissance géométrique.

$P_n = P_0 * (1+\alpha)^n$  , avec  $\alpha$  le taux d'accroissement annuel de la population

Tableau 11 : Répartition de la population par zone

	Zone basse	Zone haute	Totale
Population en 2012	11.208	13.021	24.229
Taux d'accroissement	2,20%	2,20%	2,20%
Population en 2020	13.339	15.497	28.837
Population en 2035	18.488	21.479	39.967

❖ Évolution de la population en fonction du taux de desserte

Selon les nomes du PROSEHA 2016 – 2030, le taux d'accès à l'eau potable en milieu rural devrait évoluer de 65% en 2015 à 100% en 2030. Pour les années intermédiaires, ce taux devrait passer de 75% en 2019, 85% en 2024, 95% en 2029 et 100% en 2034.

Dans le cas de ce projet, les branchements privés ne sont pas pris en compte, car c'est une zone non urbanisée.

L'évolution de la population des communes est reportée dans le tableau ci-après :

Tableau 12:Évolution de la population à desservir au cours des années

Année	2020	2025	2030	2035
Taux d'accroissement	2,20%	2,20%	2,20%	2,20%
Population (Zone Basse)	13.339	14.873	16.582	18.488
Population (Zone Haute)	15.497	17.278	19.265	21.479
Taux de desserte	75%	85%	100%	100%
Population desservie (ZB)	10.005	12.642	16.582	18.488
Population desservie (ZH)	11.623	14.687	19.265	21.479

## 2. Evaluation des besoins en eau à l'horizon du projet

Tableau 13:évaluation des besoins en eau des populations

Année 2035				
Population		Zone Basse	Zone Haute	Total
		18488	21479	39967
Cs	litres/jour/ hbts	20	20	-
Bmd	$m^3/j$	369,760	429,580	799,340
T annexe	-	5%	5%	-
B annexe	$m^3/j$	18,49	21,48	39,97
Bjm	$m^3/j$	388,26	451,06	839,32
Cpj	-	1,2	1,2	-
Bjp	$m^3/j$	465,91	541,27	1007,18
ηréseau	-	95%	95%	95%
Djp	$m^3/j$	490,43	569,76	1060,19
Temps de pompage	heures	10	10	-
Qmh	$m^3/heure$	46,59	54,13	100,72
Cph	-	1,75	1,75	-
Qph	$m^3/heure$	81,49	94,67	176,17
ηtraitement	-	90%	90%	90%
Volume Eau Brute	$m^3/j$	544,92	633,07	1177,99

Il ressort du tableau 13 que la consommation totale de pointe journalière de la zone du projet est estimée à 1007,18 m<sup>3</sup>/j à l'horizon 2035.

La demande journalière de pointe en eau de la population à l'horizon 2035 est donc 1060,19 m<sup>3</sup>/j avec un débit de pointe horaire de 176,17 m<sup>3</sup>/h. le débit de pointe horaire correspond au débit minimum à la sortie du château pour satisfaire les besoins journaliers de la population.

### 3. Détermination du débit de production

Le débit de prise d'eau brute au niveau de la source est le débit de production qui sera déterminé à partir du débit de pointe journalier et le temps de pompage d'eau (temps de mobilisation pour les prises d'eau multi-villages  $t = 10$  heures).

$$Q_{production} = \frac{1000,18 \text{ m}^3/j}{10 \text{ h}} = 100.018 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{Production} \approx 100 \text{ m}^3/h = 0.0277 \text{ m}^3 / \text{s}$$

### 4. Dimensionnement de la station de traitement

Le procédé utilisé est la filtration rapide sur sable. Le but de la filtration est de séparer les constituants (particules en suspension dans l'eau) de l'eau par passage à travers un milieu filtrant.

L'objectif de la filtration sur lit filtrant ne se limite pas à la rétention des matières en suspension (MES).

Elle participe à plusieurs tâches de la chaîne de traitement en fonction des caractéristiques du matériau filtrant utilisé et les conditions de mise en œuvre.

Les ouvrages de la station de traitement sont : la galerie filtrante, le puits de captage, le décanteur, le filtre à sable, la bache d'eau traitée.

Compte tenu de la très forte fluctuation de la turbidité des eaux du fleuve Niger dans la région de Tillabéri au cours d'une même année, l'injection d'un coagulant à l'entrée du décanteur est nécessaire pendant les périodes de forte turbidité.

#### 4.1.DIMENSIONNEMENT DU DECANTEUR STATIQUE RECTANGULAIRE A FLUX HORIZONTAL

Le décanteur (bache eau) sera réalisé en béton armé. Le fond de la cuve présentera une pente de 1% dirigée vers la vidange pour faciliter l'évacuation complète de l'eau en période de nettoyage.

Les fonctions générales assurées par le décanteur sont :

Clarification de l'eau brute qui a pour objectif d'avoir une turbidité  $< 5$  NTU avec ajout de sulfate d'Aluminium pendant les périodes de forte turbidité.

Stockage de l'eau brute pour permettre un approvisionnement continu

Tableau 14: Dimensionnement du décanteur statique rectangulaire à flux horizontal

Débit horaire de la station de traitement $Q_h$ :	176,17
$Q$ [m <sup>3</sup> /h]	
Vitesse de décantation : [0.50 et 1.0 [m/h]. soit $S$ comprise entre 1 à 2 fois le débit en [m <sup>3</sup> /h]	1
Surface [m <sup>2</sup> ] horizontale de décantation $S = Q / V$	176,17
Démarche imposée par la condition de temps de séjour	
Temps de séjour $T_s$ dans le décanteur : [2h et 4h]	3
Volume utile $V_u$ pour du décanteur en [m <sup>3</sup> ] = $Q \times T_s$	528,5
Profondeur utile du décanteur [m] $h_u = V_u / S$	3,0
Démarche imposée par la condition de profondeur	
La profondeur utile $h_u$ dans le décanteur (m) : [2 ; 4]	3
Volume utile $V_u$ pour du décanteur en [m <sup>3</sup> ] = $S \times h_u$	528,5
Vérification des conditions de temps de séjour $T_s = V_u / Q$	3,0
Méthode basée sur le temps de séjour	
Profondeur utile $h_u$ du décanteur :	3
Rapport $V_t/V_u$	1,3
Volume total du décanteur $V_t$	687,06
Profondeur totale $H$ [m] du décanteur = $V_t / S$	4
Revanche du décanteur $r$	0,25
Détermination de la Longueur $L$ et de la largeur $l$ ; ( $S = L * l$ ) ; $3 \leq L/l \leq 6$	
Rapport $L/l$ : [3 ; 6]	4
Largeur $l$ du décanteur [m]	6,64
	6,5

Longueur L du décanteur [m]	26,55	27
Profondeur H du décanteur [m]		4,3
Dimensions constructives retenues pour le décanteur: L x l x h = 27 x 6,5 x 4,3		
Nombre de compartiments = 2		

Afin d'avoir un très bon rendement de décantation en optimisant le temps de séjours de l'eau brute, il sera réalisé à l'intérieur de chaque décanteur trois (3) à quatre (4) chicanes

#### 4.2.DIMENSIONNEMENT D'UN FILTRE A SABLE GRAVITAIRE

Les parois latérales seront construites avec une épaisseur de 25 cm en béton armé étanche dosé à au moins 350 kg/m<sup>3</sup>.

Pour le passage de l'eau dans un lit de matériau filtrant en grains ( sable le plus souvent) de 0,8 à 1,2 m d'épaisseur, le diamètre des grains de sable est compris entre 0,5 et 2 mm et la vitesse de l'eau est comprise entre 5 et 15 m/h pour la filtration rapide (DEGREMONT, 1972).

Tableau 15:Dimensionnement d'un filtre à sable gravitaire

Ouvrage en béton armé de forme rectangulaire	
Débit de pointe horaire de la Station de Traitement [m <sup>3</sup> /h]	176,17
Vitesse de passage de l'eau pour les filtres gravitaires (m/h) : [5;15]	5
Surface horizontale de filtration (m <sup>2</sup> ) $S = Q / V$	35,23
Épaisseur du lit de sable : le matériel filtrant les grains (sable le plus souvent) est compris [0,8; 1,2] (m)	
Épaisseur H	1,2
Volume du filtre V (m <sup>3</sup> ) = S * H	42,28
Capacité de rétention totale du filtre à sable C (Kg MES/m <sup>2</sup> de surface filtrante) : [0,5 ; 2]	
Capacité filtre	0,8
Capacité totale C	28,19
Longueur L et largeur l du filtre à sable	
Hauteur fixée H(m)	3
Surface horizontale $S = L * l$ avec $L/l = 3/2$	
Longueur du filtre à sable $L = \sqrt{(3 * S \text{ filtration} / 2)}$	7,3
Largeur du filtre à sable $l = 2/3 * L$	4,8
Dimension constructive retenue pour le bassin de filtration L * l * H	7.3 x 5 x 3

#### 4.3.DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE D'EAU TRAITEE

Il est prévu deux compartiments pour la bache d'eau traitée dont les dimensions sont :

Tableau 16: Dimensionnement de la bache d'eau traitée

Hauteur totale H(m)	2
Largeur intérieure (m)	8
Longueur intérieure (m)	10
Dimension constructive retenue pour le bassin de filtration L * l * H	10x8x 2

### 5. Dimensionnement de la conduite d'adduction

#### 5.1.DETERMINATION DU DEBIT D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers le réservoir de transit. Le régime de fonctionnement des stations est de 16h sur 24 heures.

C'est le rapport du débit journalier de pointe par le temps de fonctionnement de la pompe.

En tenant compte d'un temps de fonction de la pompe estimée à 16 heures / jour on aura un débit de pompage Q de :

$$Q_{\text{adduction}} = \frac{B_{jp}}{T_{\text{pompage}}}$$

$$Q = \frac{1007.18}{16 \text{ heures}} = 62,94875 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{adduction}} = 62,95 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### 5.2.DETERMINATION DE LA PRESSION NOMINALE (PN)

La pression minimale de service (PMS) au niveau des bornes-fontaines est égale à 5 mCE.

La pression de fonctionnement normale est obtenue par la formule suivante :

$$PN = 1,2 \times PMS = 1,2 \times 5 = 6 \text{ mCE}$$

Afin de sécuriser le pompage, il est primordial de vérifier le comportement des conduites de refoulement face aux phénomènes transitoires pouvant résulter de la propagation des ondes de pression due à une variation rapide du régime hydraulique, nous choisirons une pression nominale de 16 bars (PN16) est adoptée pour les réseaux de refoulement compte tenu des surpressions engendrées par le phénomène de coup de bélier suite aux arrêts brusques des pompes qui pourraient survenir au cours de l'exploitation. Une pression nominale de 10 bars (PN10) est adoptée pour les réseaux de distribution où les pressions sont généralement peu élevées (distribution gravitaire, terrain assez plat).

### 5.3.CALCUL DE LA HMT (HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE)

$$HMT = Hg + \Sigma \Delta H$$

Les pertes de charge seront calculées à partir de la formule de Manning Strickler avec pertes de charge singulières prises égale à 10% des pertes de charge linéaires.

$Hg$  = cote maximum refoulement – cote plus bas (source d'eau)

$Hg$  = Hauteur géométrique (m)

Les pertes de charge singulières sont prises égales à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_L = \frac{10.29 * Q^2 * L}{K_S^2 * D^{16/3}}$$

$$\Sigma \Delta H = \Delta H_L + \alpha * \Delta H_L = (1 + \alpha) * \Delta H_L$$

$\alpha$  = coefficient de perte de charge singulière

$Hg$  = côte maximum refoulement – cote plus bas

$$HMT = Hg_{\text{géo}} + (1 + \alpha) * \frac{10.29 * Q^2 * L}{K_S^2 * D^{16/3}}$$

Tableau 17: Calcul de la HMT

Tronçons	L (ml)	Q (m3/s)	Dth (m)	DN (mm)	D int (mm)	V (m/s)	$\Delta H$	ZTN aval(m)	Z (m)	Hgéo	HMT(m)
Puits-Station ST	2282	0,0175	0,149	200	163,6	0,83	8,6	225,41	242,03	16,62	25,18
ST- Réservoir 1 (Zone Haute)	21750	0,0147	0,137	200	163,6	0,70	57,6	240,98	271,13	30,15	87,79
ST vers Réservoir 2 (Zone Basse)	8165	0,0126	0,127	200	163,6	0,60	15,90	240,98	257,23	16,25	32,15

### 5.4.DETERMINATION DES DIAMETRES DES CONDUITES D'ADDUCTION

À partir du fleuve Niger, l'eau passe dans la galerie filtrante par gravité avant de se jeter dans le puits de captage. C'est dans ce puits que le pompage est fait pour refouler l'eau dans le circuit de traitement.

Nous obtenons le diamètre avec les formules de : Bresse, Bresse modifiée et Munier et ensuite nous allons vérifier la condition de Flamant :  $V \text{ (m/s)} \leq 0.6 + D \text{ (m)}$

Tableau 18: Détermination de diamètres des conduites d'adduction

Formule	Débit (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	D int (m) PN16	DN	V (m/s)	0,6 + D(m)	Flamant
Bresse	0,0175	0,19843	204,40	225	0,53	0,80	OUI
Bresse modifié	0,0175	0,20770	204,40	250	0,53	0,80	OUI
Munier	0,0175	0,17462	184,00	225	0,66	0,78	OUI
Bonnin	0,0175	0,13229	163,60	200	0,83	0,76	NON
À Bedjaoui	0,0175	0,16801	184,00	225	0,66	0,78	OUI

Nous retiendrons le diamètre fourni par la formule de Munier pour la conduite principale de refoulement de la source d'eau vers la bêche de stockage (décanteur) :

DN 225 D intérieur 184.0 PEHD PN16 pour l'aspiration et pour le refoulement avec une vitesse acceptable de 0.66 m/s au niveau de la prise d'eau.

Étude du phénomène de coup de bélier

e = épaisseur de la conduite 11.9 mm PEHD

K = 83 pour les conduites PEHD

$$\Delta H = a \cdot V_0 / g$$

Pression absolue dans la conduite  $H = HMT + P_{atm}$  avec  $P_{atm} = 1 \text{ bar}$

Pression maximale admissible dans la conduite  $PMA = PN10 = 160 \text{ mCE}$

Tableau 19: Étude du phénomène de coup de bélier

Tronçons	L (m)	D (m)	a (m/s)	V (m/s)	g (m/S <sup>2</sup> )	ΔP (mCE)	HMT	P atm (mCE)	H (mCE)	H + ΔP	H - ΔP	PMA (mCE)
Puits - ST	2282	204,4	420	0,83	9,81	35,54	25,18	10	35,18	70,72	-0,36	160
ST - Réservoir (ZH)	21750	204,4	420	0,70	9,81	29,97	87,79	10	97,79	127,76	67,82	160
ST - Réservoir (ZB)	8165	204,4	420	0,60	9,81	25,69	32,15	10	42,15	67,84	16,46	160

Tableau 20: Calcul de la Pression maximale PMA pour PN16

PN	Tronçons	Surpression		Dépression		Rapport H max/PN
		H max	H max	H max	H max	
160	1	60,72	-10,36	0,38	-0,06	< 1,2
	2	117,76	57,82	0,74	0,36	< 1,2
	3	57,84	6,46	0,36	0,04	< 1,2

Les résultats des tableaux 21 et 22 montrent que la pression absolue dans les conduites est inférieure à la pression maximale admissible donc pas de phénomène de coup de bélier au niveau des conduites d'adduction. On constate aussi que cette pression est supérieure à la pression atmosphérique donc il n'y aura pas implosion en cas de dépression. La vérification du coup de bélier portera seulement sur la surpression.

Il n'est pas nécessaire de dimensionner un anti-bélier pour la surpression et la dépression pour les trois tronçons

## 6. Détermination des caractéristiques des groupes électropompes

Dans le cadre de cette étude, nous avons choisi trois pompes pour le refoulement :

La première pompe dans le puits de captage pour refouler l'eau dans le filtre ;

La deuxième pompe pour refouler l'eau de la bêche d'eau traitée vers le château des zones hautes ;

Et la troisième pompe pour refouler l'eau de la bêche d'eau traitée vers le château des zones basses.

### 6.1. CHOIX DES POMPES

À partir de la HMT et du débit de chaque conduite, nous avons choisi le catalogue du constructeur GRUNDFOS. C'est un catalogue important qui aide dans le choix de la pompe la mieux adaptée à un projet d'AEP.

Dans le cadre de cette étude, nous utilisons une vitesse de rotation de 2900 tours/ minute.

Vitesse spécifique  $N_s = (N * Q^{0.5}) / HMT^{0.75}$

Diamètre spécifique  $D_s = 60.33 * N_s^{-0.876}$  pour  $N_s < 80$

Diamètre approximatif de la roue de pompe  $D = (D_s * Q^{0.5}) / HMT^{0.25}$

Tableau 21: Choix du type de pompe

N	Q (m <sup>3</sup> /s)	HMT (m)	Ns (m)		type pompe	Diamètre spécifique DS (mm)		Diamètre approximatif de la roue (mm)
						Ns < 80	2,08	
2900	0,022	20,6	46,7	20 < Ns < 50	centrifuge monocellulaire	Ns < 80	2,08	0,15
2900	0,0163	51,76	21,5	20 < Ns < 50	centrifuge monocellulaire	Ns < 80	4,10	0,20
2900	0,0141	22,34	32,9	20 < Ns < 50	centrifuge monocellulaire	Ns < 80	2,83	0,15

## 6.2.CARACTERISTIQUES DES POMPES

Les caractéristiques des trois pompes sont résumées dans le tableau 22

Tableau 22 : Caractéristiques des pompes

Désignation	Pompe N° 1	Pompe N° 2	Pompe N° 3
Nom produit	SP 95-2	SP 60-6	SP 60-3
Code article	190169A2	14A01906	14A01903
Q (m <sup>3</sup> /h)	94,8 (+20%)	59,6	56,3
HMT (m)	20,6	51,76	22,34
Puissance P1 (Kw)	8,73	11,9	6,29
Puissance P2 (Kw)	7,14	9,84	5,04
Courant nominal (A)	17,2	25,5	13,4
Courant réel (A)	15,2	23,9	13,00
$\eta$ Pompe (%)	69,6	73.3	69,6
$\eta$ moteur (%)	81,8	82.4	80,03
Vitesse (tr/min)	2900	2900	2900
Fréquence (Hz)	50	50	50
Type	MS6	MS6	MS 4000
Pression maximale de service (bar)	10	10	10
Tension nominale U(V)	3-380-400-415	3-380-400-415	3-380-400-415

Méthode de démarrage	Etoile/triangle	direct	direct
Cos φ	0.83	0.85	0.85

## 7. Dimensionnement du système photovoltaïque

Besoin journalier en eau

$$B_j = 0.022 * 86400 \text{ m}^3/\text{J} = 1900.8 \text{ m}^3/\text{J}$$

Estimation de l'ensoleillement

Nous retenons le mois d'août comme mois de référence pour notre étude, l'ensoleillement sur le plan des modules est  $E_i = 6.15 \text{ KWh/m}^2/\text{J} = H_i$

Mois	Rayonnement solaire quotidien - horizontal kWh/m <sup>2</sup> /j	Rayonnement solaire quotidien - incliné kWh/m <sup>2</sup> /j
Janvier	5.50	5.50
Février	6.44	6.44
Mars	6.94	6.94
Avril	7.25	7.25
Mai	7.20	7.20
Juin	6.87	6.87
Juillet	6.47	6.47
Août	6.15	6.15
Septembre	6.20	6.20
Octobre	6.26	6.26
Novembre	5.88	5.88
Décembre	5.26	5.26
<b>Annuel</b>	<b>6.37</b>	<b>6.37</b>

Rayonnement solaire annuel - horizontal	MWh/m <sup>2</sup>	2.32
Rayonnement solaire annuel - incliné	MWh/m <sup>2</sup>	2.32

❖ Calcul de la puissance  $P_c$

$0,7 \leq K_p \leq 0.8$  pour les systèmes de pompage au fil du soleil.

$$(1) = (2) \leftrightarrow P_c = 2.725 * \frac{Q_j * HMT}{K_p * H_i * \eta_{\text{onduleur}} * \eta_{\text{mp}}}$$

Dans le cadre de cette étude, nous retiendrons les valeurs suivantes :

$$K_p = 0,75 ; \eta_{\text{onduleur}} = 0,90, H_i = 6,15 \text{ KWh/m}^2/\text{J}$$

$$P_c = 2.725 * \frac{1900,8 * 19,30}{0.75 * 6.15 * 0.90 * 0.696 * 0.818} = 15\,522,165 \text{ W} = 15,52 \text{ kWc}$$

❖ Calcul de l'énergie électrique journalière  $E_j$

$$E_j = K_p * P_c * H_i$$

$$E_j = 0.75 * 14,63 * 6.15 = 67,48698658 \text{ kWh} \approx 71,595986 \text{ kWh}$$

❖ Dimensionnement des champs

Comme le système fonctionne en toute saison, on incline le champ à un angle égal à la latitude

de Tillabéri, soit 14,5. En supposant des pertes de 20% attribuables à la température et la poussière, la dimension théorique est obtenue par la formule suivante :

$$Wc = \frac{Ej}{Hi * (1 - perte)} = \frac{71,6 * 1000}{6.15 * 0.80} = 14552.84 Wc = 14,55 kWc$$

❖ Choix des panneaux / modules photovoltaïques

Dans le cadre de ce projet, on prendra des modules photovoltaïques polychristallin chez Schott solar avec les caractéristiques suivantes :

Puissance nominale (Pmpp) = 250 W ; Tension nominale (Vmpp) = 30,5 V ; Courant à puissance nominale (Impp) = 8,27 A ; Tension en circuit ouvert V (oc) = 37,6 V ; Courant en court-circuit (Isc) = 8,81 A

❖ Détermination du nombre de modules PV

$$N_{module} = \frac{P_{crête}}{Puissance\ module} = \frac{14552,8455}{250} = 58\ modules$$

❖ Choix de l'onduleur

L'onduleur choisi est l'onduleur dont la puissance est la plus proche de la puissance crête à installer. Le choix de l'onduleur est l'étape la plus importante, car tous les autres paramètres de dimensionnement reposent sur le choix de l'onduleur (Annexe 6).

$$N2 = \frac{1000 V}{37,6 V} = 26,59$$

Les résultats du dimensionnement des modules photovoltaïques nécessaires pour les trois niveaux de pompes sont résumés dans le tableau n° 23

Tableau 23: Dimensionnement des modules photovoltaïques

Désignation	Pompage n° 1	Pompage n° 2	Pompage n° 3
<b>Bj (m3/J)</b>	1900.8	1408.32	1218.24
<b>Pc (Wc)</b>	15522,165	24966,81	12086,076
<b>Ej (kWh)</b>	71,595986	115,1594	55,7470
<b>Wc (kWc)</b>	14,55	23,406	11,3306
<b>Onduleur choisi</b>	Sunny Tripower 15 000 TL	Sunny Tripower 25 000 TL	Sunny Tripower 15 000 TL
<b>N1 (module)</b>	58	94	45
<b>N2 (module /String)</b>	26	26	26
<b>N3 (string)</b>	2,2 ≈ 2	3,6 ≈ 4	1,73 ≈ 2

Vérification :

- ✓ La puissance crête à installer par sous-champs

$$P_{ci} = 250 \times N2 \times N3$$

$$\text{Pompage n° 1 : } P_{ci} = 250 \times 26 \times 2 = 13\,000 \text{ Wc ;}$$

$$\text{Pompage n°2 : } P_{ci} = 250 \times 26 \times 4 = 26\,000 \text{ Wc ;}$$

$$\text{Pompage n°3 : } P_{ci} = 250 \times 26 \times 2 = 13\,000 \text{ Wc}$$

- ✓ La tension à circuit ouvert  $U_{oc\_String}$

L'objectif est de vérifier si la tension à circuit ouvert de string est inférieure à la tension maximale admissible du module.

$$U_{max} = 1000 \text{ V}$$

$$U_{oc\_String} = 2 \times V_{oc\_module} \times N2$$

$$\text{Pompage n°1 : } U_{oc} = 37,6 \times 26 = 977,6 \text{ V} < 1000 \text{ V} \quad \text{OK}$$

$$\text{Pompage n°2 : } U_{oc} = 37,6 \times 13 = 977,6 \text{ V} < 1000 \text{ V} \quad \text{OK}$$

$$\text{Pompage n°3 : } U_{oc} = 37,6 \times 13 = 977,6 \text{ V} < 1000 \text{ V} \quad \text{OK}$$

- ✓ Condition du courant

Le courant généré par le sous champ doit être inférieur au courant maximal de l'onduleur.

$$I = \text{courant de circuit ouvert d'un module} \times \text{nombre de string} = I_{sc} \times N3$$

$$I1 = 8,81 \times 2 = 17,62 \text{ A} < 24 \text{ A} \quad \text{OK}$$

$$I2 = 8,81 \times 4 = 35,24 \text{ A} < 36,2 \text{ A} \quad \text{OK}$$

$$I3 = 8,81 \times 2 = 17,62 \text{ A} < 24 \text{ A} \quad \text{OK}$$

## 8. Dimensionnement du Château d'eau

Le réservoir permet d'équilibrer le débit constant de la station de traitement face à la demande fluctuante du réseau. Le volume de stockage doit être assez important pour équilibrer les différences qui interviennent entre la production et la demande.

Un réservoir surélevé sera réalisé pour le stockage et la distribution de l'eau. Il va assurer l'alimentation gravitaire avec une pression minimale sur tout le réseau.

- ✓ Choix du type de réservoir

Les réservoirs métalliques ayant des coûts moins élevés que ceux en béton armé et une mise en œuvre plus simple sont les plus couramment utilisés pour les mini-AEP au Niger. Nous optons pour les réservoirs de type métallique étanche et de forme cylindrique. Ils seront dimensionnés en fonction des horaires de distribution et des horaires de refoulement.

## 8.1. CAPACITE UTILE DU RESERVOIR CU

Quelques valeurs pratiques de capacité utile de réservoir

Tableau 24: capacité du réservoir en fonction du type d'adduction (Bèga OUEDRAOGO, 2005)

Condition d'exploitation	Capacité utile
Adduction Nocturne	90% Vj
Adduction avec pompage solaire (8h /jours)	50% Vj
Adduction continue (24h /24)	30% Vj
Adduction de jour pendant les périodes de consommation	10 à 30% Vj

Le dimensionnement du réservoir sera fait par la méthode forfaitaire qui consiste à choisir la capacité utile entre 10 à 30% des besoins journaliers. Le volume (capacité totale) du château est obtenu par la formule suivante :  $Cu = 25\%$  Consommation journalière.

Tableau 25: Sectorisation du réseau de distribution en deux (2) zones (Étude topographique)

Réservoir R2 (Falla - Nassiré)	Réservoir R1 (Falla – Bossey Bangou)
Zone basse	Zone haute
ZTN départ = 240,98 m (aspiration – bêche)	ZTN départ = 240,98 m (aspiration – bêche)
Z (R2) = 240.58 m	Z (R1) = 256.80 m
Longueur L2 = 8165.0 m	Longueur L1 = 13585.0 m
Capacité R2 = 120.2 m <sup>3</sup>	Capacité R1 = 139.6 m <sup>3</sup>
Capacité retenue R1 = 150 m <sup>3</sup>	Capacité retenue R2 = 150 m <sup>3</sup>

## 8.2. ÉQUIPEMENTS DU RESERVOIR

Les équipements nécessaires du réservoir sont :

- Une conduite d'arrivée pour l'adduction ;
- Une conduite de départ pour la distribution ;
- Une conduite de vidange équipée d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop-plein ;
- Une conduite trop pleine qui permet d'évacuer l'excès de l'eau ;
- Une conduite by-pass qui permettra de relier les conduites d'adduction et refoulement pour faire circuler l'eau sans passer par le réservoir au cas où on veut isoler le château

pour le nettoyage ou réparation ;

- Un indicateur de niveau.

### 8.3.DIMENSIONNEMENT DE LA CUVE DU RESERVOIR

Vu qu'on a deux réservoirs indépendants dont un desservant les localités situées le long du fleuve (zone basse) et le second la zone haute. Chaque système aura son groupe de pompage, son réseau et son réservoir. Ils auront en commun le système de production d'eau brute et la station de traitement. Nous choisissons d'utiliser deux (2) réservoirs cylindriques qui seront dimensionnés sur les bases suivantes :

- Le rapport hauteur /diamètre est compris entre 0.5 et 1
- La hauteur utile dans le réservoir est comprise entre 3 et 6 pour les petites agglomérations. Pour les réservoirs de grande capacité (ville importante) la hauteur d'eau peut atteindre 5 à 10 m. le volume total étant divisé par deux (2), chacun des réservoirs aura une capacité de 150 m<sup>3</sup>.

Supposons que la hauteur  $h = 5$  m

$$V = h * (\pi * D^2) / 4 \text{ avec } D = [(4 * V) / (\pi * h)]^{0.5}$$

$$D = [(4 * 150) / (3.14 * 5)]^{0.5} = 6.182 \text{ m}$$

Pour des raisons de mise en œuvre, nous prenons :

$$D = 6.18 \text{ m}$$

$$H = 5 \text{ m (hauteur utile d'eau dans le château + tirant d'air)}$$

$$H / D = 0.8 \text{ condition précédente vérifiée}$$

D'où chaque réservoir cylindrique aura un diamètre  $D = 6.18$  m et une hauteur  $H = 5.8$  m.

### 9. Réseau de distribution

- Nombre totale des Bornes Fontaines (BF)

Nous utilisons la formule suivant pour les calculs du nombre de bornes-fontaines :

$$n_{BF} = \frac{\text{Population} * 95\%}{\text{Nombre d'habitant/BF}}$$

Tableau 26 : Nombres théoriques des bornes en fonction des zones

	P2035	Nombres de BF
Zone Basse	18488	39
Zone Haute	21479	41

- Débits des bornes-fontaines

Selon les normes en vigueur au Niger, une borne-fontaine doit 500 personnes.

Calcul du débit d'une borne-fontaine :

$$Q_{BF} = \frac{\text{Débit de pointe (Qph)}}{\text{Nombre de BF}}$$

En considérant un temps de pompage de 12 heures pour l'adduction et le refoulement, on aura :

$$Q_{BF} = \frac{49 \text{ l/s}}{80} = 0,6 \text{ l/s}$$

Le débit théorique calculé d'une borne-fontaine est supérieur à 0.5 l/s qui est la valeur standard des robinets des points d'eau. On prendra cette valeur pour le dimensionnement des bornes-fontaines. Dans le cadre de cette étude, nous retiendrons au total 74 bornes-fontaines pour les villages.

$Q_{\text{total BF}} = \text{nombre total des BF} * Q_{BF}$

$Q_{\text{total BF}} = 74 * 0.5 \text{ l/s} = 37 \text{ l/s}$

### **9.1.DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION**

Pour les calculs hydrauliques du réseau, on a :

Des caractéristiques géométriques du réseau (longueur des conduites, détermination des altitudes à partir du plan topographique) ;

La répartition des débits transités dans les conduites

### **9.2.TRACE ET CARACTERISTIQUE DU RESEAU**

Pour tracer et mettre en service un réseau fonctionnel susceptible de satisfaire les besoins de la population, le tracé du réseau sera défini de manière à desservir toutes les zones de distribution. Le réseau de distribution comprendra des conduites de diamètre 250 mm ; 200 ; 160 mm ; 110 mm ; 90 mm ; 50 mm.

Le réseau a été dimensionné avec Excel. Le processus consiste principalement à introduire pour chaque nœud sa demande globale et son altitude et pour chaque conduite son diamètre, sa rugosité, sa longueur dans le but d'obtenir en retour la pression pour chaque nœud, le débit et la vitesse.

### **9.3.DIMENSIONNEMENT DU RESEAU**

La vitesse maximale dans les conduites de distribution n'excèdera pas 1 m/s.

Les conduites de distribution seront en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe 10 bars.

Les débits des tronçons sont obtenus par la somme directe des débits consommés (prélevés) en aval au niveau des Bornes Fontaines (BF) (Annexe 1).

❖ **Mode de pose des conduites :**

Pour des mesures de sécurité et de commodité, les conduites seront enterrées afin d'éviter l'encombrement des voies de communication ou leur écrasement par les charges trop lourdes. Elles seront posées sur une largeur (L min) de tranchée de 0,4 + D(m) et 0,5 + D(m) pour la profondeur (H min).

Les caractéristiques techniques du réseau de distribution sont regroupées dans le tableau 27 :

Tableau 27:Caractéristiques technique du réseau de distribution

Type de conduite	Longueur de la conduite en fonction du diamètre (ml)							Totale
	DN 63	DN90	DN110	DN160	DN200	DN225	DN250	
PEHD	24 598	29 295	20 498	23 786	8936	442	500	108 055
Lmin (m)	0,463	0,490	0,510	0,560	0,600	0,625	0,650	Lmin (m)
Hmin (m)	0,563	0,590	0,610	0,660	0,700	0,725	0,750	Hmin (m)

❖ **Précaution de pose des conduites**

Une couche de sable de 10 cm sera posée au fond du trou avant la pose de la conduite.

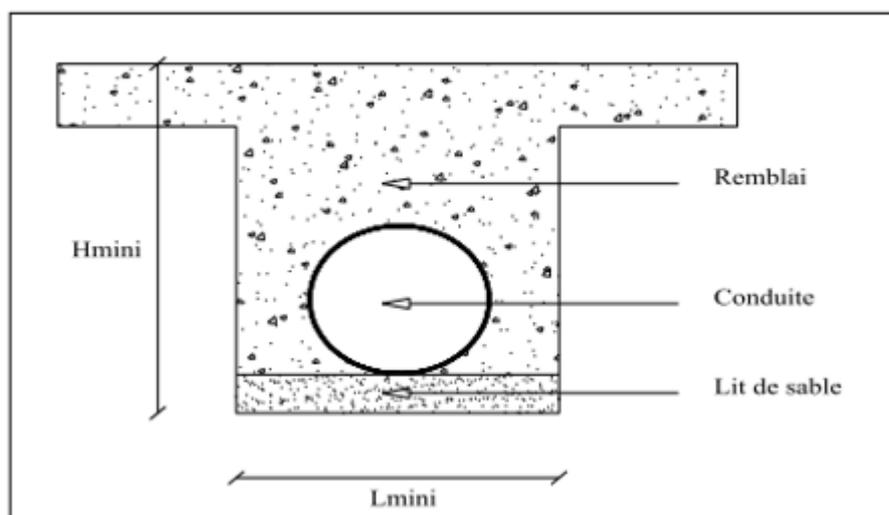


Figure 6 : Profil en travers d'une conduite enterrée

**9.4. Détermination des côtes et des pressions au niveau des nœuds**

$$Z \text{ min imposé} = Z_{TN} + \Sigma \Delta H + P_{\text{mine service}}$$

---

$$Z_{\text{radier}} = \max (Z_{\text{min imposé}})$$

$$\text{Max } [Z_{\text{min imposé}} (R1)] = 268,07 \text{ m} = Z_{\text{radier}} (R1)$$

$$\text{Max } [Z_{\text{min imposé}} (R2)] = 252,74 \text{ m} = Z_{\text{radier}} (R2)$$

$$P_{\text{dyn}} = \max (Z_{\text{min imposé}}) - \Sigma \Delta H - Z_{\text{TN}}$$

$$P_{\text{Stat}} = Z_{\text{radier}} R - Z_{\text{TN}}$$

$$H = \max (Z_{\text{min imposé}}) - Z_{\text{TN}} \text{ réservoir}$$

$$H1 (R1) = 278,15 - 256,80 = 21,35 \text{ m}$$

$$H2 (R2) = 256,11 - 240,58 = 15,53 \text{ m}$$

Après le dimensionnement du réseau de distribution sur Excel, les hauteurs sous radier des deux réservoirs sont respectivement 21,35 m pour le réservoir R1 et 15,53 m pour le réservoir R2.

La hauteur sous radier est la hauteur qui permet de garantir la pression minimale au niveau de l'essentiel du point de desserte.

Dans le cadre de cette étude, nous retiendrons les hauteurs suivantes :

- ❖ Hauteur sous radier Réservoir R1 (Zone Haute) = 20 m ;  $Z_{\text{max}} (R1) = 276,8 \text{ m}$ .
- ❖ Hauteur sous radier Réservoir R2 (Zone Basse) = 15 m ;  $Z_{\text{max}} (R2) = 255,58 \text{ m}$ .

### 9.5. Ouvrages annexes du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau :

- ✚ Vannes d'arrêt: les vannes de sectionnement seront en fonte et installés dans des regards. Ils auront des diamètres correspondants aux conduites sur lesquelles ils sont placés pour permettre l'isolement des tronçons en cas d'intervention.
- ✚ Ventouses : Elles servent à évacuer l'air dans le réseau. Elles doivent être vérifiées régulièrement pour contrôler le bon fonctionnement et éviter des pertes d'eau en cas de défaillance du flotteur. Elles seront placées sur les points hauts dans des regards maçonnés.
- ✚ Clapets anti-retour : les clapets anti-retour empêchent le retour de l'eau dans un sens non désiré.
- ✚ Vidanges : elles seront posées aux points bas du réseau. Leur rôle est de permettre le nettoyage des éventuels dépôts solides dans le réseau. Elles seront aussi posées dans des regards de protection.

## 10. Simulation hydraulique du nouveau réseau sous Epanet

### ❖ Présentation du logiciel Epanet

C'est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues dans les réseaux sous pression. Du point de vue hydraulique, Epanet permet de calculer le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud ; le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau.

Epanet nous permet de vérifier si les réseaux d'extension remplissent ou pas leurs fonctions Principales conformément aux exigences en vigueur à savoir desservir de l'eau avec une pression requise. Ce logiciel permet également de détecter les zones de fonctionnement déficitaire et le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension.

### ❖ Résultat de la simulation

Les résultats calculés à chacun des intervalles de temps sont :

La charge hydraulique aux nœuds (m) ;

La pression au niveau des nœuds (m) ;

Le débit des conduites (litre/seconde) ;

La vitesse de l'écoulement de l'eau dans les conduites (m/s) ;

La perte de charge (m).



## **VI. Étude Financière**

Estimation du coût des travaux

Les coûts des travaux sont évalués sur la base des renseignements auprès des fournisseurs et fabricants, et aussi des derniers marchés exécutés dans le cadre de divers projets et programmes d'alimentation en eau potable.

Les coûts comprennent :

Pour la prise d'eau :

- ❖ les travaux de génie civil des galeries filtrantes, des regards de vannes, des puits de captages ;
- ❖ les crépines et les conduites pleines en aciers inoxydables ;
- ❖ les pompes de refoulement d'eau brute, les divers accessoires électriques et électromécaniques ainsi que la source d'énergie ;

Pour la station de traitement :

- ❖ les travaux de génie civil des ouvrages de traitement, des bâtiments annexes du mur de clôture, des ouvrages d'évacuation et de traitement des boues des décanteurs ;
- ❖ les pompes de refoulement d'eau traitée, les pompes et le supprimeur pour le lavage des filtres, les divers accessoires électriques et électromécaniques ainsi que la source d'énergie ;

Pour le stockage et la distribution :

- ❖ les châteaux d'eau ;
- ❖ les conduites et les pièces hydrauliques ;
- ❖ les regards et les bornes-fontaines.

Le coût d'investissement du projet s'élève à un milliard six cent quarante-trois millions cinq cent quarante-six mille huit cent soixante-quinze francs CFA ( 1 643 546 875 FCFA).

(Annexe 2)

## **VII. DISCUSSION**

### **1. Capacité à payer l'eau**

Les résultats du tableau montrent que 80 % des ménages enquêtés souhaitent payer le service de l'eau et seul 20% de cette population ne sont pas satisfait.

Tableau 28: capacité à payer le service d'eau

Commune	Oui	Non
Anzourou	100 %	0 %
Bibiyergou	100 %	0 %
Dessa	50 %	50 %
Sinder	70 %	30 %
Total	80 %	20 %

## 2. Prix de l'eau exprimé par les ménages

Les résultats des enquêtes montrent que les ménages acceptent payer pour le service d'eau. 83% des ménages souhaitent le service de l'eau à 500 FCFA le mètre cube, 12% à 250 FCFA et 5% à 750 FCFA.

Tableau 29: Prix de l'eau exprimé par les ménages

Commune	Consentement du prix à payer pour le bidon de 20 litres		
	5 FCFA	10 FCFA	15 FCFA
Anzourou	20%	80%	0%
Bibiyergou	10%	90%	0%
Dessa	20%	80%	0%
Sinder	0%	80%	20%
Total	12%	83%	5%

## 3. Le prix de revient du mètre cube (m3) de l'eau

Pour une bonne gestion des ouvrages hydrauliques, il est nécessaire que les populations bénéficiaires soient impliquées à tous les niveaux. C'est ainsi qu'elles doivent supporter les frais d'investissement et de fonctionnement en payant le mètre cube de l'eau à un prix acceptable tout en restant dans l'intervalle de leurs possibilités financières.

Le prix de revient du mètre cube de l'eau est obtenu par la formule suivante :

$$Pr = \frac{A + I + C}{P}$$

Pr : Prix de revient du mètre de l'eau (FCFA/m3) ;

À : Amortissement des équipements à l'horizon du projet (2035) ;

I : Investissements

C : Charge d'exploitation et d'entretien des ouvrages

P : Volume d'eau à l'échéance du projet

❖ Calcul de l'amortissement des équipements à l'horizon du projet 2035

Composante du Système d'AEP	Désignation	Montant de l'investissement (FCFA)	Durée de vie (ans)	Montant amortissement (FCFA / an)
Prise d'eau	Ouvrages de Génie Civil	28 000 000	30	933 330
	Crépine et conduites pleines en acier inox	30 000 000	30	1 000 000
	Équipements Electromécaniques	67 680 000	15	4 512 000
Amortissement 1				6 445 330
Station de traitement	Ouvrages de Génie Civil	200 400 000	30	6 680 000
	Équipements Electromécaniques	135 360 000	15	9 024 000
Amortissement 2				15 704 000
Distribution	Réservoirs d'eau	120 000 000	30	4 000 000
	conduites	1 028 206 875	30	34 273 565
	BF et regards	33 900 000	10	3 390 000
Amortissement 3				41 663 565
Total amortissement annuel				63 812 895
Total amortissement à l'échéance du projet				957 193 425

❖ Détermination de la charge d'exploitation et d'entretien des ouvrages

Les charges d'exploitation et d'entretien des ouvrages sont évaluées à 5% sur le coût total d'investissement jusqu'à l'horizon 2035.

$$C = 5\% \times 1\,643\,546\,875 = 82\,177\,345 \text{ FCFA}$$

❖ Détermination du volume d'eau à l'échéance du projet

La production d'eau à l'échéance du projet est obtenue par la formule suivante :

$$P = B_{jp} \text{ (m}^3/\text{j)} * 365 \text{ j} * 15 \text{ ans}$$

$$P = 1246,97 \text{ m}^3/\text{j} * 365 \text{ j} * 15 \text{ ans} = 6\,827\,160,75 \text{ m}^3$$

Prix de revient de l'eau

$$Pr = \frac{957\,193\,425 + 1\,643\,546\,875 + 82\,177\,345}{6\,827\,160,75} = 392,97 \approx 395 \text{ FCFA}$$

## 4. PROPOSITION D'UN SYSTÈME DE GESTION

### 4.1. CONTEXTE

La délégation du Service Public de l'Eau (SPE) en milieu rural à des opérateurs privés a fait son apparition au Niger dans la deuxième moitié des années 1990. La gestion communautaire ayant montré ses limites, la gestion déléguée est au fil des années devenue de plus en plus le mode de gestion pour les nouveaux systèmes d'Adduction d'Eau Potable (AEP) en milieu rural. Cette approche visant l'amélioration de qualité du service public de l'eau par une professionnalisation du secteur, a connu une avancée significative avec l'adoption de l'ordonnance n° 2010-09 du 1er Avril 2010 portant Code de l'Eau au Niger et le « Guide des services d'Alimentation en Eau Potable en milieu rural au Niger » et ses textes d'application en Octobre 2010.

### 4.2. TYPE DE GESTION

Au Niger, pour ce qui est du mode de gestion nous avons cinq (5) options :

Le Régis direct, la gérance, le Régis intéressé, l'Affermage et la concession (MHA, 2010).

Tableau 30 : Type de mode de gestion selon le code de l'eau au Niger

RÉGIS DIRECT	<p>Correspond à la gestion du type " communale" par laquelle la commune ou " communauté villageoise" représentée par le comité de gestion qui se charge de tout :</p> <p>La responsabilité de l'exploitation n'est pas transférée. Le maître d'ouvrage se dote des moyens pour exécuter ces tâches.</p> <p>Le financement des installations et leur renouvellement ne sont transférés.</p>
--------------	--

<p>GÉRANCE</p>	<p>Il ne s'agit pas d'une délégation de service public :</p> <p>La responsabilité de l'exploitation est transférée, mais pas le risque commercial. Le maître d'ouvrage confie la gestion à une entreprise qui est chargée d'exploiter le service en échange d'une rémunération fixe établie contractuellement.</p> <p>le financement des installations et leur renouvellement ne sont pas transférés.</p>
<p>REGIS INTERESSEE</p>	<p>Corresponds à une situation intermédiaire avec des risques partagés entre le maître d'ouvrage et la régie :</p> <p>la responsabilité de l'exploitation est transférée, mais pas le risque commercial. Le maître d'ouvrage confie la gestion à une entreprise qui est chargée d'exploité le service en échange d'une rémunération établie contractuellement. Cette rémunération comporte une partie variable en fonction des résultats de l'exploitation (rendement, recouvrement, etc.).</p> <p>Le financement des installations n'est pas transféré. Le renouvellement des équipements et les extensions sont à la charge de la régis.</p>
<p>AFFERMAGE</p>	<p>Corresponds au premier niveau de délégation de service public :</p> <p>La responsabilité de l'exploitation et le risque commercial sont transférés. Le maître d'ouvrages confie la gestion à une entreprise qui est chargée d'exploiter le service à ses risques et périls. Elle est rémunérée directement sur les recettes qu'elle perçoit auprès des usagers selon un tarif défini contractuellement.</p> <p>Le financement des installations n'est pas transféré. Le renouvellement des équipements et les extensions peuvent être à la charge du délégataire conformément au cahier de charges. Pour sécuriser les provisions pour couvrir ce risque, un Fonds de Renouvellement et d'Extension (FRE) peut aussi être constitué et son utilisation est alors contrôlée par l'autorité délégante.</p>

<p><b>CONCESSION OU DÉLÉGUÉE</b></p>	<p>Corresponds au deuxième niveau de délégation de service public :</p> <p>Comme pour l'affermage, la responsabilité de l'exploitation et le risque commercial sont transférés. Le maître d'ouvrage confie à une entreprise qui est chargée d'exploiter le service à ses risques et périls. Elle est rémunérée directement sur les recettes qu'elle perçoit auprès des usagers selon un tarif défini contractuellement.</p> <p>Le financement dans son intégralité est transféré au délégataire qui assure le financement des investissements et le renouvellement conformément au cahier des charges.</p>
--	--

En ce qui concerne les ouvrages hydrauliques (PC, PMH), la gestion est de type communautaire et est assurée par un comité de gestion. Cependant, un grand nombre de ce comité n'est plus fonctionnel, ce qui explique le taux élevé des PEM non fonctionnels.

Vu ce problème de gestion communautaire, la population de la zone d'étude souhaite la gestion déléguée.

### **5. Evaluation de la capacité des ménages à payer le service de l'eau**

Les activités socio-économiques sont multiples et variées dans la zone d'intervention du projet. On dénombre, en effet, des activités telles que l'agriculture, l'élevage, le maraîchage, la pêche, etc. l'agriculture et l'élevage constituent les activités économiques dominantes.

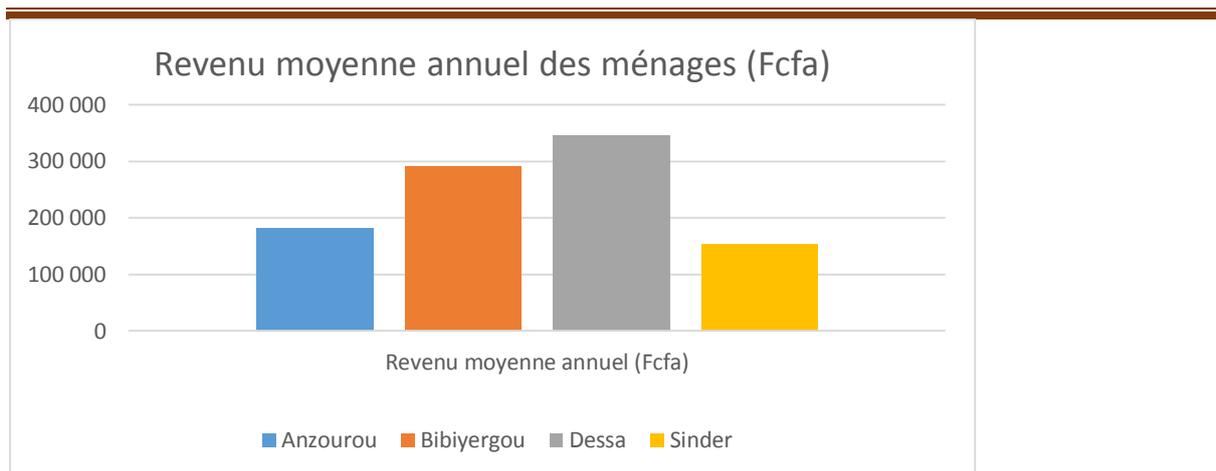
Le revenu moyen annuel des ménages enquêtés varie de 345 000 FCFA à 155 000 FCFA.

On constate que les revenus les plus élevés sont observés au niveau des communes de Dessa, Bibiyergou, Anzourou et Sinder.

Tableau 31 : Revenu moyen annuel des ménages enquêtés

Commune	Anzourou	Bibiyergou	Dessa	Sinder
Revenu moyen annuel (FCFA)	183 000	291 000	345 000	155 000

Le résultat de ce tableau révèle que la capacité des populations à payer le service de l'eau.



## 6. Comparaison des méthodes de détermination du prix du mètre cube de l'eau

Après les calculs, le prix de revient du mètre cube de l'eau a été évalué à 395 FCFA / m<sup>3</sup>.

Selon les résultats des études socio-économiques, 83 % des ménages souhaiteraient payer le service de l'eau à 500 FCFA le mètre cube de l'eau, 12% des ménages à 250 FCFA/ m<sup>3</sup> et seulement 5% des ménages souhaiteraient payer 750 FCFA / m<sup>3</sup>.

En tenant compte de la rentabilité, le prix du mètre cube de l'eau sera fixé à 500 FCFA soit 10 FCFA le bidon de 20 litres. Ces tarifs sont jugés supportables par tous les ménages enquêtés.

## VIII. ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE

L'analyse des effets d'un projet sur l'environnement est la phase centrale de toute étude d'impact. Cette étude est faite par superposition des actions du projet sur les milieux affectés et projections des effets possibles sur les caractéristiques de ces milieux.

L'approche méthodologique adoptée pour identifier les impacts du projet d'alimentation en eau potable multi-villages dans la région de Tillabéri est basée sur l'analyse des interactions possibles entre le milieu traversé et les ouvrages à implanter (pose des tuyaux, station de traitement, réservoirs, bornes-fontaines, etc.) (MHA, 2014).

Cette analyse est le résultat de la mise en relation entre les différents ouvrages à implanter (selon la phase de construction et d'exploitation) et les composantes du milieu susceptible d'être affectées (sol, paysage, végétation, faune, revenus, santé et sécurité, affectation des terres).

### ❖ Impact positif

Les impacts positifs de ce projet sont :

Amélioration des cadres de vie des populations ;

Création d'emploi à travers la vente de l'eau, des jus, etc.

Disponibilité de l'eau en grande quantité augmentant le taux d'accès à l'eau potable des villages ;

## Réduction des maladies hydriques

### ❖ Les impacts négatifs

Les impacts négatifs du projet sont :

- Problème respiratoire dû à la pollution de l'air par aspiration de la poussière ;
- Nuisance sonore provoquée par le bruit des engins ;
- Risque d'accidents liés aux tranchées lors de l'exécution des travaux ;
- Travaux de réalisation des canaux de canalisation (réseau de distribution) ;
- Contamination du sol par le déversement d'huile ou de carburant ;
- Dégradation de la qualité de l'air

Composantes	Impacts négatifs	Mesures d'atténuation
Population	<p>Problème respiratoire dû à la pollution de l'air par aspiration de la poussière ;</p> <p>Nuisance sonore provoquée par le bruit des engins ;</p> <p>Risque d'accidents liés aux tranchées lors de l'exécution des travaux</p>	<p>Arrosage des sites de travaux à proximité de zones habitées et des pistes du chantier ;</p> <p>Utiliser des engins en bon état dans le but de réduire les bruits ;</p> <p>Mise en place des plaques de signalisation des voies interrompues lors de l'exécution des travaux</p>
Sol	<p>Travaux de réalisation des canaux de canalisation (réseau de distribution)</p> <p>Contamination du sol par le déversement d'huile ou de carburant</p>	<p>Éviter le déversement des produits dangereux sur le sol</p>
Air	Dégradation de la qualité de l'air	

Tableau 32 : Matrice d'interrelation potentielle

Phase du projet	Activités sources d'impact	Composante environnementale										
		Milieu biophysique						Milieu humain				
		sol	Eaux	Paysage	végétation	faune	air	Santé	Sécurité	Revenus	Affectation des terres	
Phase de construction	Installation du chantier et aménagement des aires de dépôts des matériels	x	-	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Circulation des véhicules et engins.	x	x	x	x	x	x	x	x			x
	Les travaux d'implantation de la station de reprise, les stations de traitement, des réservoirs, bornes fontaines.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Travaux de fouilles et de pose des tuyaux.	x	-	x	x	x	x	x	x	x	x	x

	Nettoyage et remise en état des sites perturbés.	x	-	x	-	x	x	x	x	-	-
Phase d'exploitation	Exploitation des ouvrages hydrauliques.		x	x	-	-	-	x		x	-
	Travaux d'entretien périodiques des ouvrages.										

X : impact probable



## **IX. Conclusion- Perspectives**

La mise en place du système d'Alimentation d'Eau Potable par une filière de traitement rapide sur sable permettra d'améliorer les conditions de vie des populations et de contribuer aux développements socio-économiques des communes d'Anzourou, Bibiyergou, Dessa et Sinder de la région de Tillabéri.

Dans le cadre de cette étude, nous avons retenu 74 bornes-fontaines qui assureront l'alimentation en potable des populations concernées à partir de deux réservoirs de 150 m<sup>3</sup> dont l'un desservant les localités situées le long du fleuve Niger (Zone basse) et l'autre réservoir pour la zone haute.

Le réseau de distribution a été dimensionné sur Excel et sur Epanet. On constate que les vitesses d'écoulement dans les conduites de distribution varient de 0,3 m/s à 1,08 m/s. Cela implique les conditions de vitesses fixées sont respectées ( $0,3 \text{ m/s} \leq \text{vitesse} \leq 1,5 \text{ m/s}$ ).

Les résultats des études socio-économiques ont montré que la majorité des populations (83%) a exprimé sa volonté à payer pour le service de l'eau à 500 FCFA le mètre cube.

Le coût global de ce projet a été évalué et estimé à environ 1 643 546 875 FCFA répartis comme suit : prise d'eau au niveau du fleuve Niger 125 680 000 FCFA, station de traitement 335 760 000 FCFA et la distribution 1 182 106 875 FCFA.

## **X. Recommandations**

À l'issue de cette étude, les recommandations suivantes sont formulées :

- ❖ Avant la mise en service des points d'eau, il faudra réaliser toutes les analyses physico-chimiques et bactériologiques nécessaires.
- ❖ La sensibilisation de tous les acteurs pour une gestion rationnelle et durable de la ressource.
- ❖ Sensibiliser les communautés sur la sécurisation des pompes et sur les pratiques de contamination.
- ❖ Former et suivre les exploitants pour un meilleur entretien des installations.
- ❖ Mettre en place un cadre formel, structuré et fiable pour la maintenance des équipements et l'obtention des pièces de rechange de bonne qualité au niveau de chaque commune.
- ❖ Suivre et accompagner les gestionnaires des points d'eau.

## **XI. Bibliographie**

- Aissata, B. H. (2010). Aquifères superficiels et profonds et pollution urbaine en Afrique : cas de la commune urbaine de Niamey. Consulté à l'adresse Thèse de Doctorat. Université de Niamey, Niger, 249p
- DEGREMONT. (1972). Mémento technique de l'eau.
- FAYE, M. D. (2017). « Cours de prise d'eau », Ouagadougou ( Burkina Faso) , Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).
- INS. (2014). Répertoire Nationale des localités (RENALOC) - RGPH du Niger.
- KOFFI, K. (2013). Utilisation des tuyaux polyéthylène PEHD.
- MHA. (2010). GUIDE DES SERVICES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DANS LE DOMAINE DE L'HYDRAULIQUE RURALE.
- MHA. (2014). Etude d'Impact Environnemental et Social du projet d'alimentation en eau potable des villages riverains et insulaires du fleuve Niger – site de Famalé, Dessa et villages rattachés.
- MHA. (2017). Programme Sectoriel Eau, Hygiène et Assainissement (PROSEHA 2016 – 2030).
- OUEDRAOGO, B. (2005). « Ouvrages constitutifs du système d'AEP : adduction - réservoir-réseau de distribution », Consulté à l'adresse Ouagadougou (Burkina Faso), Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).
- OUEDRAOGO, B. (2006). Cours sur la qualité des eaux naturelles et des eaux de consommation (besoins et demande en eau). Consulté à l'adresse Ouagadougou, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).
- ZOUNGRANA, D. (2003). Cours d'Approvisionnement en eau potable. Consulté à l'adresse

### **Sites internet**

<https://www.ohchr.org> , consulté le 31/10/2018

<https://www.pepam.gouv.sn> , consulté le 04/11/18

<https://www.enabel.be> , consulté le 05/11/2018

<https://wikiwater.fr> , consulté le 05/11/2018

<https://www.solidarites.org> , le 25/11/2018

<https://grdr.org> , consulté le 04/11/2018

<https://www.unicef.org> , consulté le 10/11/2018

<https://documentation.2ie-edu.org> , le 10/10/2018

<https://www.pseau.org> , consulté le 15/10/2018

<https://waterconsortuim.ch> , consulté le 02/11/2018

## **XII. Annexes**

Annexe 1: Fiche de collecte des données .....	iv
Annexe 2: Choix des diamètres des conduites .....	vii
Annexe 3: Devis estimatif.....	viii
Annexe 4: Choix des pompes.....	xv
Annexe 5 : Château .....	xvii
Annexe 6: Choix de l'onduleur .....	xvii
Annexe 7 : Schéma du réseau de distribution .....	xv
Annexe 8 : Carnet des nœuds.....	xvi
Annexe 9 : image satellitaire de la zone d'étude .....	xviii
<b>Annexe 10</b> : Dimensionnement du réseau de distribution (Zone Basse) .....	xix
Annexe 11 : Dimensionnement du réseau de distribution (Zone Haute) .....	xxi
Annexe 12 : Circuit de traitement .....	xxv
Annexe 13 : Schéma du Réseau .....	xxvi

## Annexe 1: Fiche de collecte des données

1. Numéro de la fiche :

2. Date :

### I. Localisation administrative

3. Région :

4. Département :

5. Commune :

6. Village :

### II. Identité de l'enquêté

7. Nom et prénom :

8. Sexe : Masculin ; Féminin

9. Situation matrimoniale : Célibataire, Marié

10. Age :

11. Situation professionnelle :

Agriculteur     Eleveur     Commerçant     Fonctionnaire

Autre à préciser :

12. Statut :  Chef de ménage     Maitresse de ménage

Autre à préciser :

13. Nombre de personne composant le ménage :

14. Niveau d'étude :  Agriculteur     Secondaire     Ecole coranique

Supérieur     Autre précisez :

### III. Approvisionnement en eau potable

15. Quelles sont vos sources d'alimentation en eau potable ?

Puits moderne     Puits traditionnel     Eau du fleuve

Forage     Autre à précisez

16. Quel récipient utilisez-vous pour l'approvisionnement en eau potable ?

Bidon     Sceau     Autre précisez

17. A quelle distance se trouve vos sources d'approvisionnement en eau potable ?

Moins de 100 m     100 à 500 m     Plus de 500 m

18. Qui va habituellement pour chercher l'eau à la source ?

Hommes     Femmes     Garçon     Fille

Autre précisez

19. Pour quelle raison choisissez-vous cette source ?

Distance     Qualité de l'eau     prix

Autre précisez

20. Achetez-vous de l'eau avec les revendeurs ?

Oui     Non

21. Sinon, Préciser les problèmes principaux rencontrés ?

.....

22. Quel est votre revenu moyen annuel (FCFA) ?

50 000 FCFA     100 000 FCFA     150 000 FCFA

200 000 FCFA     Autre à préciser :

23. Que pensez-vous du prix du mètre cube ?

#### IV. Source d'énergie

24. Quelle source d'énergie souhaiteriez-vous pour l'alimentation en eau ?

Groupe électrogène     Plaques solaires

Autre précisez

#### V. Etat des ouvrages existants

24. Quels sont les ouvrages Hydrauliques existant dans le Village ?

.....

25. Avez-vous remarqué des dysfonctionnements au niveau de vos ouvrages hydrauliques ?

Oui       Non

26. En quelle année ces ouvrages ont été mis en place ?

.....

27. En cas de dysfonctionnement procédez-vous automatiquement à la réparation ?

Oui       Non

28. Disposez-vous d'un maintenicien pour vos ouvrages hydraulique ?

Oui       Non

29. Que pensez-vous de l'état de vos ouvrages hydrauliques ?

Bon état       mauvais état       Très mauvais état

30. Type de point d'eau existant dans le village et leur nombre :

Puits traditionnel       Puits moderne       forage       AEPS

32. Coordonnées des ouvrages

Ouvrage	Longitude X	Latitude Y	Année de Réalisation

33. Fonctionnalité des ouvrages

Fonctionnels (nombre),       Panne (nombre),       Durée panne (nombre)

34. Information sur le château :

Métallique       Béton       Autre à préciser

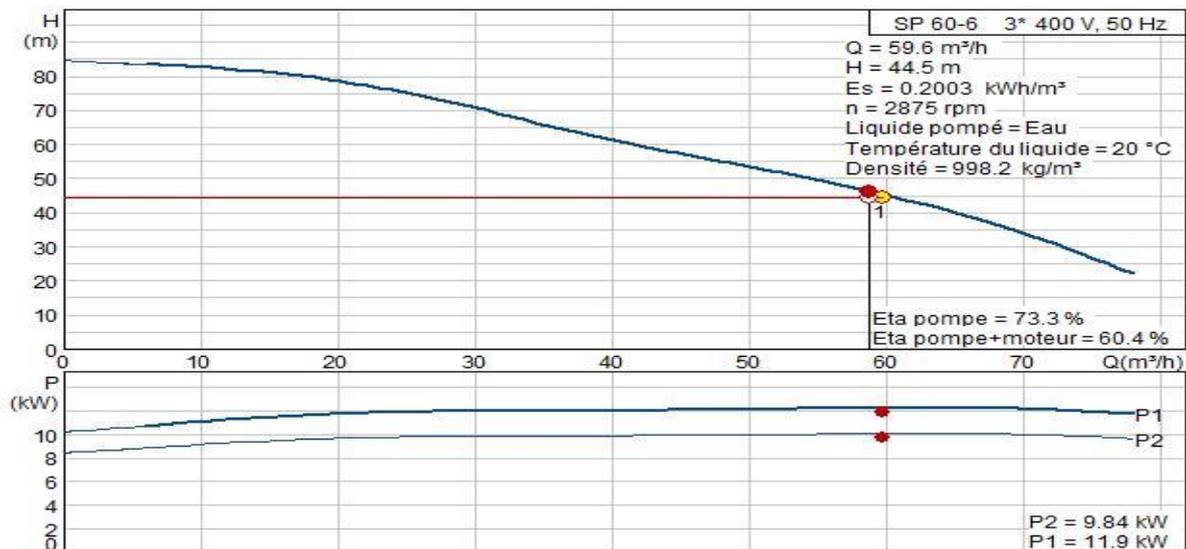
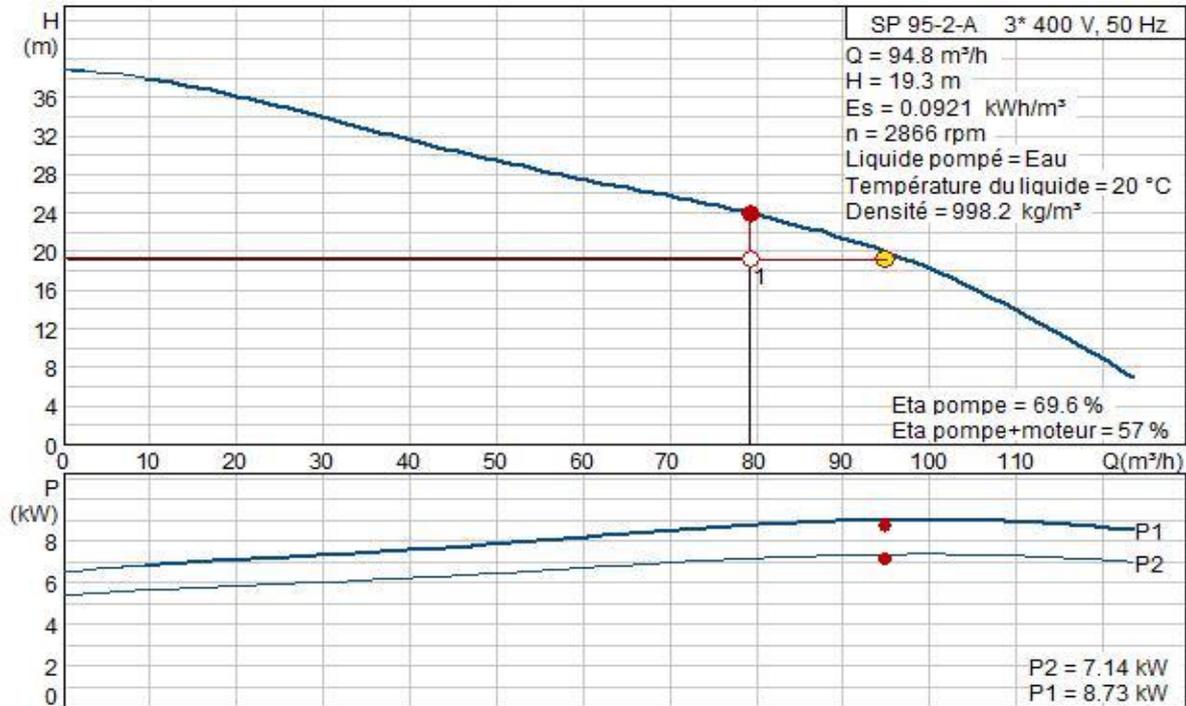
## Annexe 2: Choix des diamètres des conduites

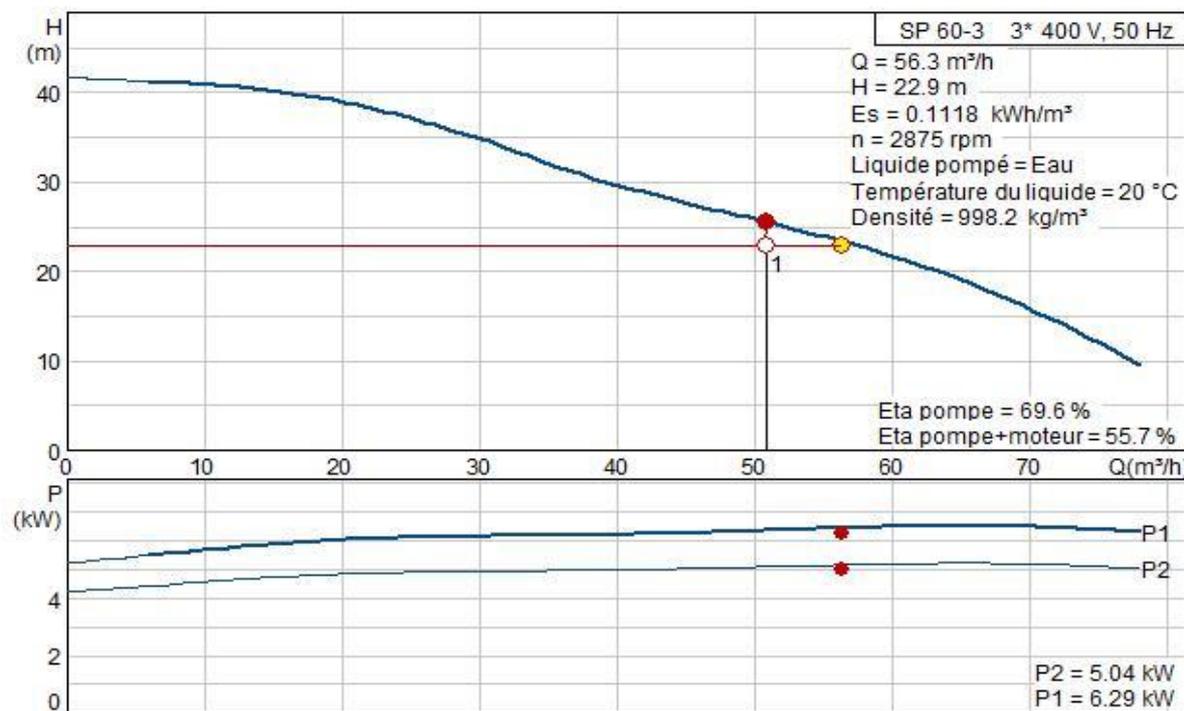
<b><i>Tubes PE 100 Systèmes Eau Din 8074 / ISO 4427</i></b>				
DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)			Diamètre utilisé
	PN6	PN10	PN16	
50	-	-	40.8	
63	-	-	51.4	<b>Conduite tertiaire (Bornes Fontaines BF)</b>
75	69.2	66.0	61.4	
90	83.2	79.2	73.6	<b>Conduite Secondaire</b>
110	101.6	96.8	90.0	<b>Conduite secondaire</b>
125	115.4	110.2	102.2	
140	129.2	123.4	114.6	
160	147.8	141.0	130.8	<b>Conduite principale</b>
180	166.2	158.6	147.2	
200	184.6	176.2	163.6	<b>Conduite reliant le château aux conduites DN160</b>
225	207.8	198.2	184.0	
250	230.8	220.4	204.4	<b>Prise d'eau</b>
280	258.4	246.8	229.2	
315	290.8	277.6	257.8	

**Annexe 3: Devis estimatif**

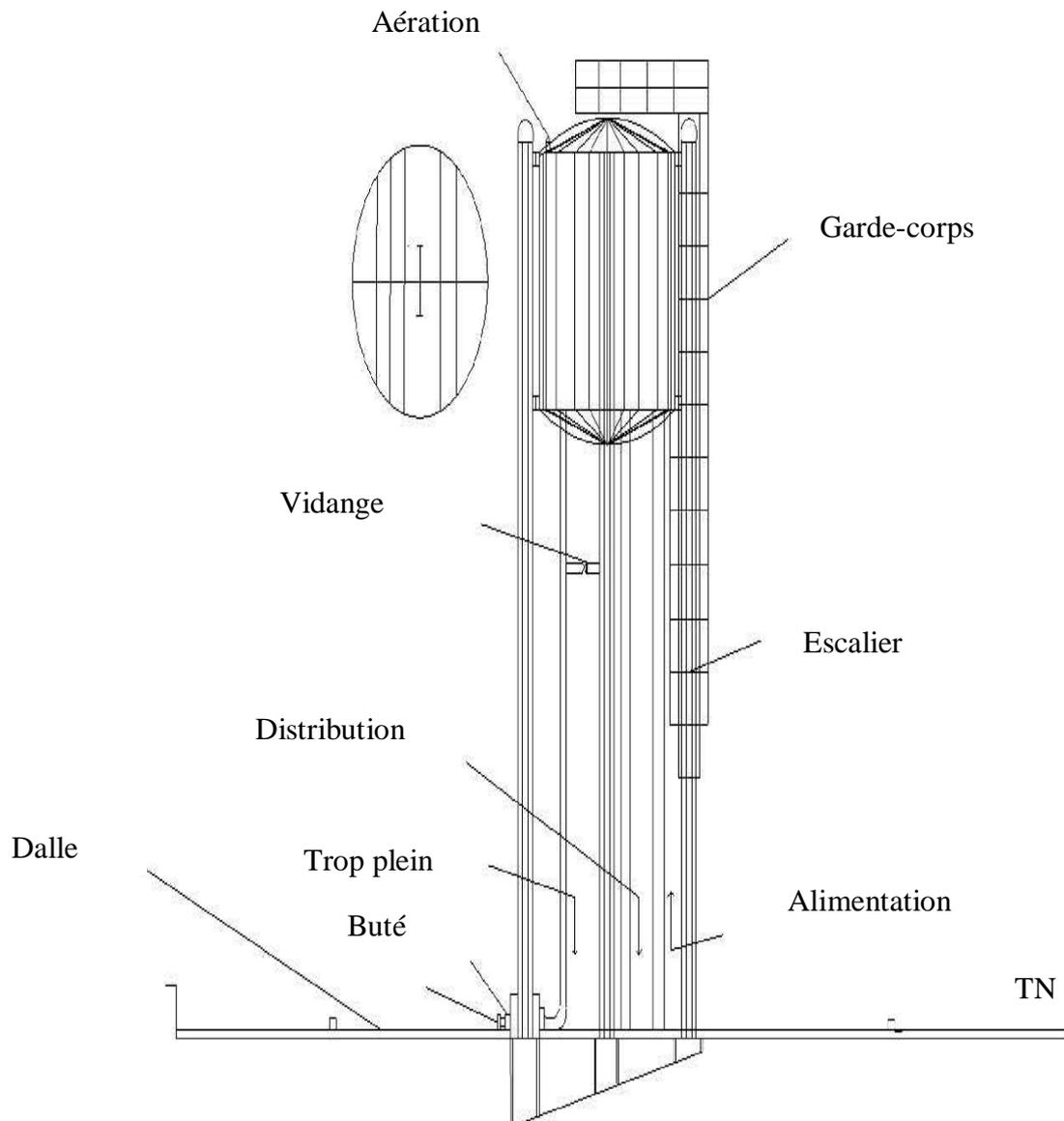
<b>COUTS ESTIMATIFS DES TRAVAUX DE RÉALISATION DE SYSTÈME D'AEP MUTI-VILLAGES RIVERAINS DU FLEUVE NIGER DANS LA REGION DE TILLABERI</b>		
<b>COMPOSANTES DU SYSTÈME D'AEP</b>		<b>PRIX (FCFA)</b>
<b>PRISE D'EAU</b>	OUVRAGES DE GENIE CIVIL	28 000 000
	CREPINES ET CONDUITES PLEINES EN ACIER INOX	30 000 000
	EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUES	67 680 000
<b>SOUS TOTAL 1</b>		<b>125 680 000</b>
<b>STATION DE TRAITEMENT</b>	OUVRAGES DE GENIE CIVIL	200 400 000
	EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUES	135 360 000
<b>SOUS TOTAL 2</b>		<b>335 760 000</b>
<b>DISTRIBUTION</b>	RESERVOIR D'EAU	120 000 000
	CONDUITES	1 028 206 875
	BF ET REGARDS	33 900 000
<b>SOUS TOTAL 3</b>		<b>1 182 106 875</b>
<b>MONTANT TOTAL DES TRAVAUX</b>		<b>1 643 546 875</b>

**Annexe 4: Choix des pompes**





## Annexe 5 : Château



## Annexe 6 : Choix de l'onduleur

Caractéristiques techniques	Sunny Tripower 15000TL	Sunny Tripower 17000TL
<b>Entrée (DC)</b>		
Puissance DC max. (quand $\cos \varphi = 1$ ) / puissance assignée DC	15340 W / 15340 W	17410 W / 17410 W
Tension d'entrée max.	1000 V	1000 V
Plage de tension MPP / tension d'entrée assignée	360 V - 800 V / 600 V	400 V - 800 V / 600 V
Tension d'entrée min. / tension d'entrée de démarrage	150 V / 188 V	
Courant max. entrée A / entrée B	33 A / 11 A	
Courant max. par string entrée A <sup>1</sup> / entrée B <sup>1</sup>	40 A / 12,5 A	
Courant de court-circuit max. entrée A/entrée B	50 A / 17 A	
Nombre d'entrées MPP indépendantes / strings par entrée MPP	2 / A:5; B:1	
<b>Sortie (AC)</b>		
Puissance assignée (à 230 V, 50 Hz)	15000 W	17000 W
Puissance apparente AC max.	15000 VA	17000 VA
Tension nominale AC	3 / N / PE; 220 / 380 V 3 / N / PE; 230 / 400 V 3 / N / PE; 240 / 415 V	
Plage de la tension AC	160 V - 280 V	
Fréquence du réseau AC/plage	50 Hz / 44 Hz à 55 Hz 60 Hz / 54 Hz à 65 Hz	
Fréquence de réseau assignée / tension de réseau assignée	50 Hz / 230 V	
Courant de sortie max. / courant de sortie assigné	24 A / 24 A	24,6 A / 24,6 A
Facteur de puissance pour la puissance assignée / Facteur de déphasage réglable	1 / 0 inductif à 0 capacitif	
THD	≤ 3 %	
Phases d'injection/phases de raccordement	3 / 3	3 / 3
<b>Rendement</b>		
Rendement max. / européen	98,2% / 97,8%	98,2% / 97,8%

SUNNY TRIPOWER  
15000TL / 17000TL

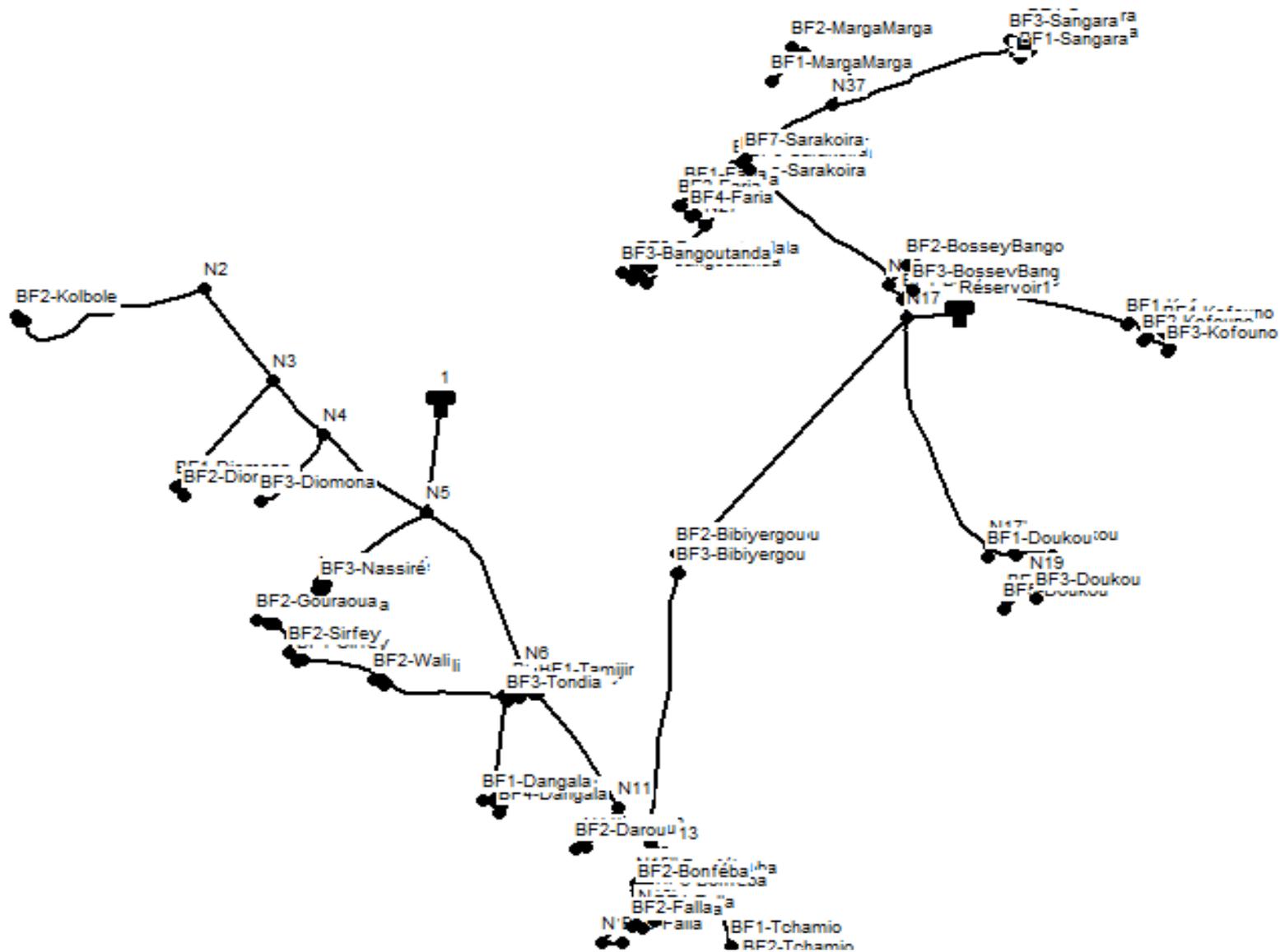


Caractéristiques techniques	Sunny Tripower 20000TL	Sunny Tripower 25000TL
<b>Entrée (DC)</b>		
Puissance DC max. (quand $\cos \varphi = 1$ )/puissance assignée DC	20440 W/20440 W	25550 W/25550 W
Tension d'entrée max.	1000 V	1000 V
Plage de tension MPP/tension d'entrée assignée	320 V à 800 V/600 V	390 V à 800 V/600 V
Tension d'entrée min./tension d'entrée de démarrage	150 V/188 V	150 V/188 V
Courant d'entrée max. entrée A/entrée B	33 A/33 A	33 A/33 A
Nombre d'entrées MPP indépendantes/strings par entrée MPP	2/A:3; B:3	2/A:3; B:3
<b>Sortie (AC)</b>		
Puissance assignée (à 230 V, 50 Hz)	20000 W	25000 W
Puissance apparente AC max.	20000 VA	25000 VA
Tension nominale AC	3/N/PE ; 220 V/380 V 3/N/PE ; 230 V/400 V 3/N/PE ; 240 V/415 V	
Plage de tension AC	180 V à 280 V	
Fréquence du réseau AC/plage	50 Hz/44 Hz à 55 Hz 60 Hz/54 Hz à 65 Hz	
Fréquence de réseau assignée/tension de réseau assignée	50 Hz/230 V	
Courant de sortie max./courant de sortie assigné	29 A/29 A	36,2 A/36,2 A
Facteur de puissance pour la puissance assignée/Facteur de déphasage réglable	1/0 inductif à 0 capacitif	
THD	≤ 3 %	
Phases d'injection/phases de raccordement	3/3	
<b>Rendement</b>		
Rendement max./européen	98,4 %/98,0 %	98,3 %/98,1 %

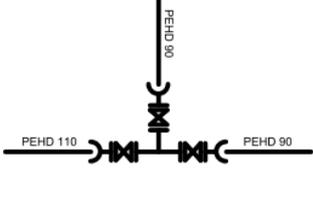
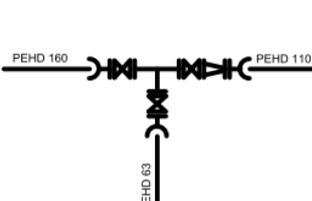
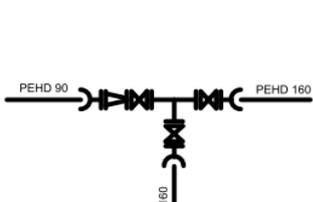
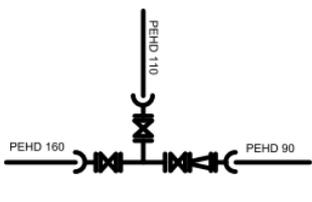
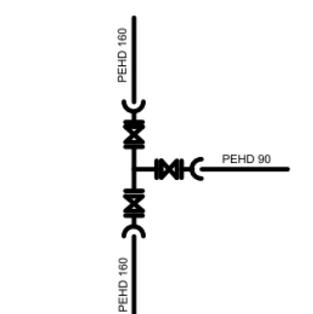
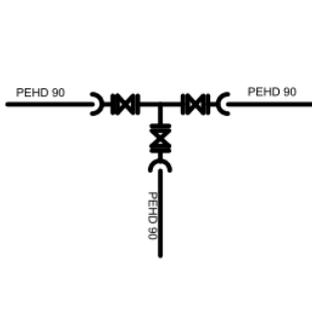
SUNNY TRIPOWER  
20000TL / 25000TL

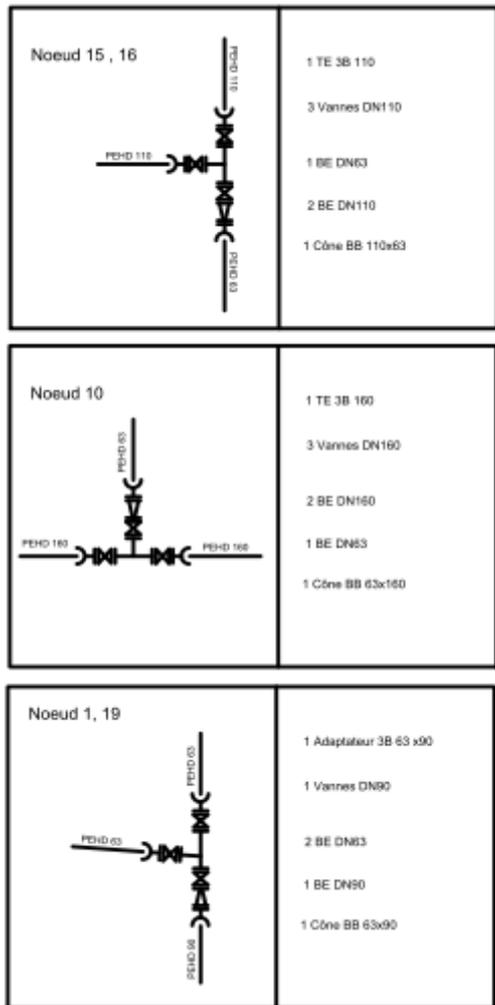


## Annexe 7 : Schéma du réseau de distribution



## Annexe 8 : Carnet des nœuds

<p>Noeud 3</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>1 TE 3B 90x110</li> <li>1 Vanne DN110</li> <li>2 Vannes DN90</li> <li>1 BE DN110</li> <li>2 BE DN90</li> </ul>
<p>Noeud 4</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>1 TE 3B 160x63</li> <li>1 Vanne DN63</li> <li>2 Vannes DN160</li> <li>1 BE DN63</li> <li>1 BE DN160</li> <li>1 BE DN110</li> <li>1 Cône BB 160x110</li> </ul>
<p>Noeud 21</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>1 TE 3B 160</li> <li>3 Vannes DN160</li> <li>2 BE DN160</li> <li>1 BE DN90</li> <li>1 Cône BB 90x160</li> </ul>
<p>Noeud 13</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>1 TE 3B 90</li> <li>3 Vannes DN160</li> <li>1 BE DN160</li> <li>1 BE DN90</li> <li>1 BE DN110</li> <li>1 Cône BB 110x90</li> </ul>
<p>Noeud 5 , 6 , 11 , 22</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>1 TE 3B 160x90</li> <li>1 Vanne DN90</li> <li>2 Vannes DN160</li> <li>1 BE DN90</li> <li>2 BE DN160</li> </ul>
<p>Noeud 7</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>1 TE 3B 90</li> <li>3 Vannes DN90</li> <li>2 BE DN90</li> </ul>



**Annexe 9 : image satellitaire de la zone d'étude**



**Annexe 10 : Dimensionnement du réseau de distribution (Zone Basse)**

	Longueur	Débit	Diamètre Dth (m)	Dint (mm)	Rugosité	Vitesse (m/s)	Pdc (m)	Z aval (m)	P service (m)	Z imposée (m)	P dynamique (m)	P statique (m)
N1-N2	4112	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	5,43	238,82	5	249,25	11,86	17,29
N1-BF1Kolbole	1923	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	9,71	239,02	5	253,73	7,38	17,09
N1-BF2Kolbole	1923	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	9,71	238,62	5	253,33	7,78	17,49
N2-N3	2386	2	0,05048	79,2	120	0,41	5,61	237,74	5	248,35	12,76	18,37
N3-N3'	3135	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	4,14	237,36	5	246,50	14,61	18,75
N3'-BF1Diomona	107	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,54	237,27	5	242,81	18,30	18,84
N3'-BF2Diomona	292	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,47	237,74	5	244,21	16,90	18,37
N3-N4	1696	4	0,07138	96,8	120	0,54	5,47	237,74	5	248,21	12,90	18,37
N4-BF3-Diomona	1923	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	9,71	238,47	5	253,18	7,93	17,64
N4-N5	2447	5	0,07981	141	120	0,32	1,66	238,47	5	245,13	15,98	17,64
R2-N5	250	29	0,19201	200	120	0,92	0,88	240,58	5	246,46	14,65	15,53
N5-N5'	2473	3,5	0,06677	96,8	120	0,48	6,10	240,82	5	251,92	9,19	15,29
N5'-BF1-Nassiré	128,1	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,65	240,82	5	246,47	14,64	15,29
N5'-N5''	125,2	2,5	0,05643	79,2	120	0,51	0,46	240,82	5	246,28	14,83	15,29
N5''-BF2Nassiré	145	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,73	237,25	5	242,98	18,13	18,86
N5''-N5'''	108,2	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	0,14	237,25	5	242,39	18,72	18,86
N5'''-BF3Nassiré	289	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,46	237,25	5	243,71	17,40	18,86

N5'''-BF4Nassiré	446	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	2,25	237,25	5	244,50	16,61	18,86
N5-N6	4073	20	0,15938	176,2	120	0,82	13,37	237,74	5	256,11	5,00	18,37
N6-N7	714,1	9	0,10707	176,2	120	0,37	0,48	238,58	5	244,06	17,05	17,53
N7-N7'	32	3,5	0,06677	79,2	120	0,71	0,23	238,28	5	243,51	17,60	17,83
N7'-BF3Tondia	134	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,68	238,28	5	243,96	17,15	17,83
N7'-N7''	3030	2,5	0,05643	79,2	120	0,51	11,12	238,28	5	254,40	6,71	17,83
N7''-BF1-Dangala	63	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,32	235,32	5	240,64	20,47	20,79
N7''-N8	196,8	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	0,26	235,32	5	240,58	20,53	20,79
N8-BF2-Dangala	63	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,32	235,54	5	240,86	20,25	20,57
N8-BF4Dangala	214,2	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,08	235,54	5	241,62	19,49	20,57
N7-N9	2424	5	0,07981	96,8	120	0,68	12,21	238,28	5	255,49	5,62	17,83
N9-BF1Wali	175	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,88	235,79	5	241,67	19,44	20,32
N9-N9'	320	4	0,07138	79,2	120	0,81	3,01	235,79	5	243,80	17,31	20,32
N9'-BF2-WAli	100	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,50	235,79	5	241,29	19,81	20,32
N9'-N9''	1614	3	0,06182	79,2	120	0,61	8,53	235,79	5	249,32	11,79	20,32
N9''-BF1Sirfey	108	1	0,03569	40,8	120	0,76	2,18	235,93	5	243,11	18,00	20,18
BF1Sirfey-BF2S	286	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,44	235,82	5	242,26	18,85	20,29
N9''-N9'''	1041	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	1,38	235,93	5	242,31	18,80	20,18
N9'''-BF1Gouraou	116	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,59	235,84	5	241,43	19,68	20,27
N9'''-BF2Gouraou	392	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,98	235,84	5	242,82	18,29	20,27
N6-N6'	440,2	10,5	0,11565	141	120	0,67	1,32	237,74	5	244,06	17,05	18,37

N6'-BF1Tamijir	79	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,40	239,22	5	244,62	16,49	16,89
N6'-N10	81	10	0,11287	141	120	0,64	0,22	239,22	5	244,44	16,67	16,89
N10-N10'	79	2	0,05048	79,2	120	0,41	0,19	239,22	5	244,41	16,70	16,89
N10'-BF2Tamijir	63	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,32	238,49	5	243,81	17,30	17,62
N10'-BF2Tondia	320	1	0,03569	40,8	120	0,76	6,46	238,49	5	249,95	11,16	17,62
BF1Tondia- BF2Tondia	351	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,77	238,58	5	245,35	15,76	17,53
N10-N11	2896	7	0,09403	141	120	0,44	3,78	239,22	5	248,00	13,11	16,89
N11-N11'	1021	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	1,35	237,95	5	244,30	16,81	18,16
N11'-BF1Darou	72	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,36	234,35	5	239,71	21,40	21,76
N11'-BF2Darou	240	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,21	234,35	5	240,56	20,55	21,76
N11-N12	1017	5	0,07933	141	120	0,32	0,67	237,95	5	243,62	17,49	18,16
N12-N13	332	10	0,11287	141	120	0,64	0,90	242	5	247,90	13,21	14,11
N13-N14	1227	2	0,05048	79,2	120	0,41	2,88	240,02	5	247,90	13,21	16,09
N14-BF1Tchamio	1206	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	1,59	233	5	239,59	21,52	23,11
BF1Tchamio- BF2T	481	1	0,03569	40,8	120	0,76	9,71	233,18	5	247,89	13,22	22,93
BF2Tchamio- BF6F	703	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	3,55	232,86	5	241,41	19,70	23,25
N13-N15	670	7,5	0,09775	96,8	120	1,02	7,59	240,02	5	252,61	8,50	16,09
N15-N15'	200	1,5	0,04371	79,2	120	0,30	0,26	237,82	5	243,08	18,03	18,29
N15'-BF4Bonféba	332	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,68	236,41	5	243,09	18,02	19,70
N15'-BF3-Bonféb	383	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,93	236,41	5	243,34	17,77	19,70

N15-N15"	99	5,5	0,08370	96,8	120	0,75	0,60	237,82	5	243,42	17,69	18,29
N15"-BF1Bonféba	104	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,53	237,77	5	243,30	17,81	18,34
N15"-N15'"	116	4,5	0,07571	96,8	120	0,61	0,47	237,77	5	243,24	17,87	18,34
N15'"-BF2-Bonfé	156	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,79	234,34	5	240,13	20,98	21,77
N15"-N16	856	3,5	0,06677	96,8	120	0,48	2,11	237,77	5	244,88	16,23	18,34
N16-N16'	100	2	0,05048	79,2	120	0,41	0,23	233,05	5	238,28	22,82	23,06
N16'-BF4Falla	547	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	2,76	232,69	5	240,45	20,66	23,42
N16'-BF1-Falla	325	1	0,03569	40,8	120	0,76	6,56	232,69	5	244,25	16,86	23,42
BF1Falla-BF2-Fa	188	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	0,95	233,72	5	239,67	21,44	22,39
N16-N16"	206	1	0,03569	40,8	120	0,76	4,16	233,05	5	242,21	18,90	23,06
N16"-BF5Falla	206	0,5	0,02524	40,8	120	0,38	1,04	233,84	5	239,88	21,23	22,27

**Annexe 11 : Dimensionnement du réseau de distribution (Zone Haute)**

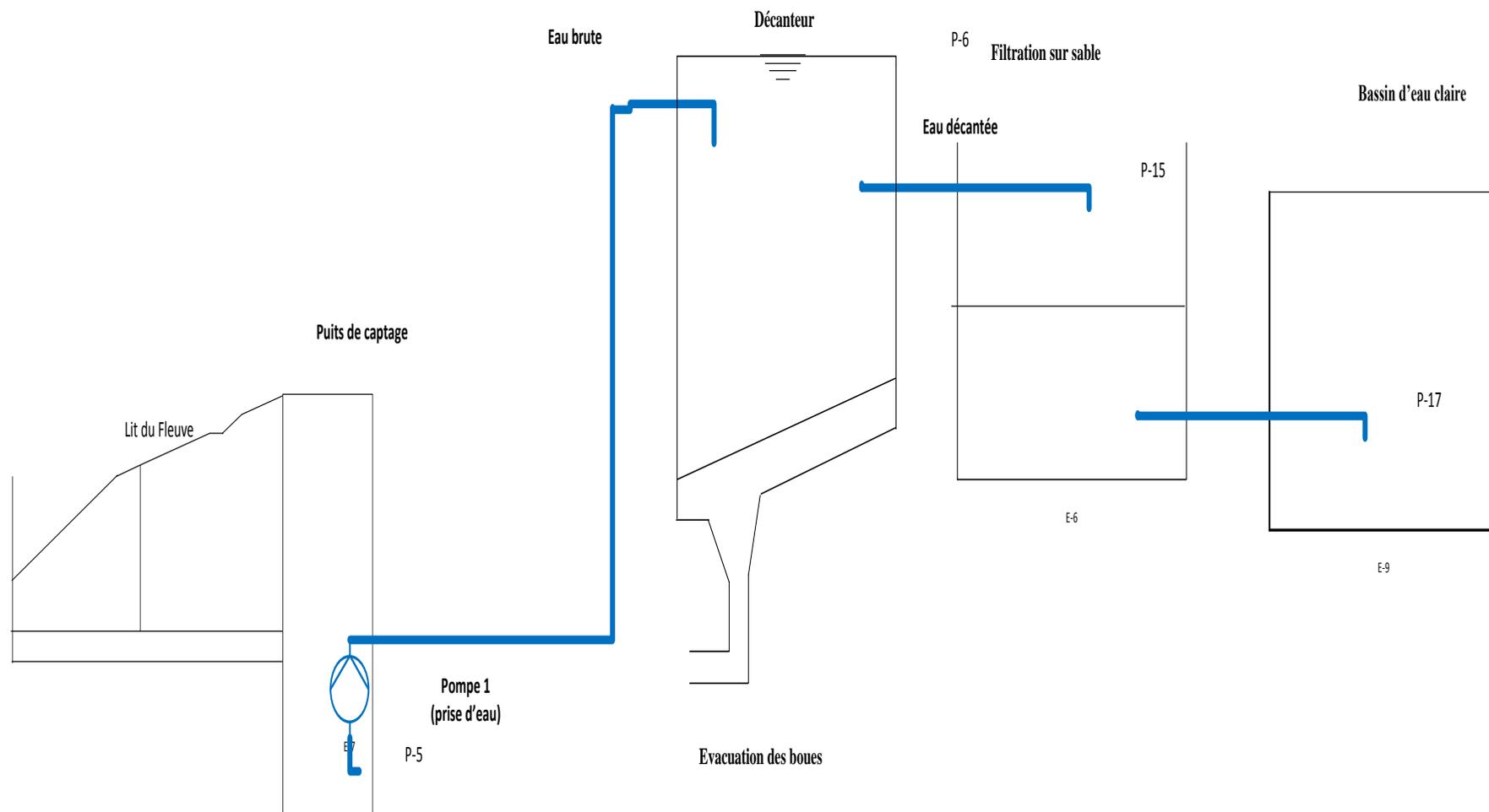
Tronçons	Longueur	Débit	Diamètre Dth (m)	D int (mm)	Rugosité	Vitesse (m/s)	Pdc (m)	Z aval (m)	P service (m)	Z imposée (m)	P dynamique (m)	P stat
N12-N12'	5870	6	0,084	141	120	0,36	4,92	242	5	251,92	27,91	32,82
N12'-BF3-Bibiyergou	50	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,07	244,22	5	249,47	30,35	30,60
N12'-N12"	332,1	7	0,091	141	120	0,42	0,39	244,22	5	249,61	30,22	30,60
N12"-BF2Bibiyer	154,2	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,23	234,34	5	240,12	39,71	40,48
N12"-N12'''	208	8	0,098	141	120	0,48	0,32	234,24	5	239,56	40,26	40,58
N12'''-BF1Bibiye	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	245,1	5	250,60	29,22	29,72
N17-N12'''	6819	9	0,104	141	120	0,55	13,54	256,82	5	275,36	4,47	18,00
R1-N17	250	41	0,229	220,4	120	1,08	1,05	256,82	5	262,87	16,95	18,00
N17-N17'	5373	4,5	0,076	96,8	120	0,61	63,91	256,82	5	264,77	15,06	18,00
N17'-BF1-Doukou	273	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,40	253,92	5	260,30	19,53	20,90
N17'-N17"	586	3,5	0,067	141	120	0,30	4,22	253,92	5	263,14	16,69	20,90
N17"-BF2Doukou	55	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,08	253,92	5	259,20	20,63	20,90
N17"-N18	707	2,5	0,056	79,2	120	0,51	2,60	253,92	5	261,52	18,31	20,90
N18-N19	741,4	2	0,050	79,2	120	0,41	1,74	253,27	5	260,01	19,81	21,55

BF4Doukou- BF5Do	206	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,30	254,36	5	260,40	19,42	20,46
N19-BF3Doukou	384,1	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,57	252,63	5	259,57	20,26	22,19
N19-BF4Doukou	582	1	0,036	40,8	120	0,76	3,43	252,63	5	269,38	10,44	22,19
N17-N21	442	27,5	0,187	198,2	120	0,89	1,47	256,82	5	263,29	16,53	18,00
N21-BF1BB	50	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,07	256,66	5	261,91	17,91	18,16
N21-N20'''	336	4,5	0,076	79,2	120	0,91	4,00	256,66	5	265,66	14,17	18,16
N20'''-BF3BB	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	257,86	5	263,36	16,46	16,96
N20'''-N20''	4377	3,5	0,067	96,8	120	0,48	10,80	257,86	5	273,66	6,16	16,96
N20''-BF1-Kofoun	57,08	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,08	271,39	5	276,68	3,15	3,43
N20''-N20'	480	2,5	0,056	79,2	120	0,51	1,76	271,39	5	278,15	1,67	3,43
N20'-BF2Kofouno	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	269,32	5	274,82	5,00	5,50
N20'-N20	475,7	1,5	0,044	79,2	120	0,30	0,63	269,32	5	274,95	4,88	5,50
N20-BF3Kofouno	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	267,25	5	272,75	7,07	7,57
N20-BF4Kofouno	398	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,59	267,25	5	274,26	5,57	7,57
N21-N22	465,3	22	0,167	176,2	120	0,90	1,86	256,66	5	263,52	16,31	18,16
N22-BF2BB	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	256,01	5	261,51	18,31	18,81
N22-N23	3684	21	0,164	176,2	120	0,86	13,41	256,01	5	274,42	5,40	18,81
N23-BF4Sarakoira	112,1	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,17	252,04	5	257,61	22,22	22,78
N23-N24	45,66	20	0,160	176,2	120	0,82	0,49	252,04	5	257,19	22,63	22,78
N24-BF3Sarakoir	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	252,04	5	257,54	22,28	22,78
N24-N25	113	19	0,156	176,2	120	0,78	1,11	252,04	5	257,38	22,45	22,78

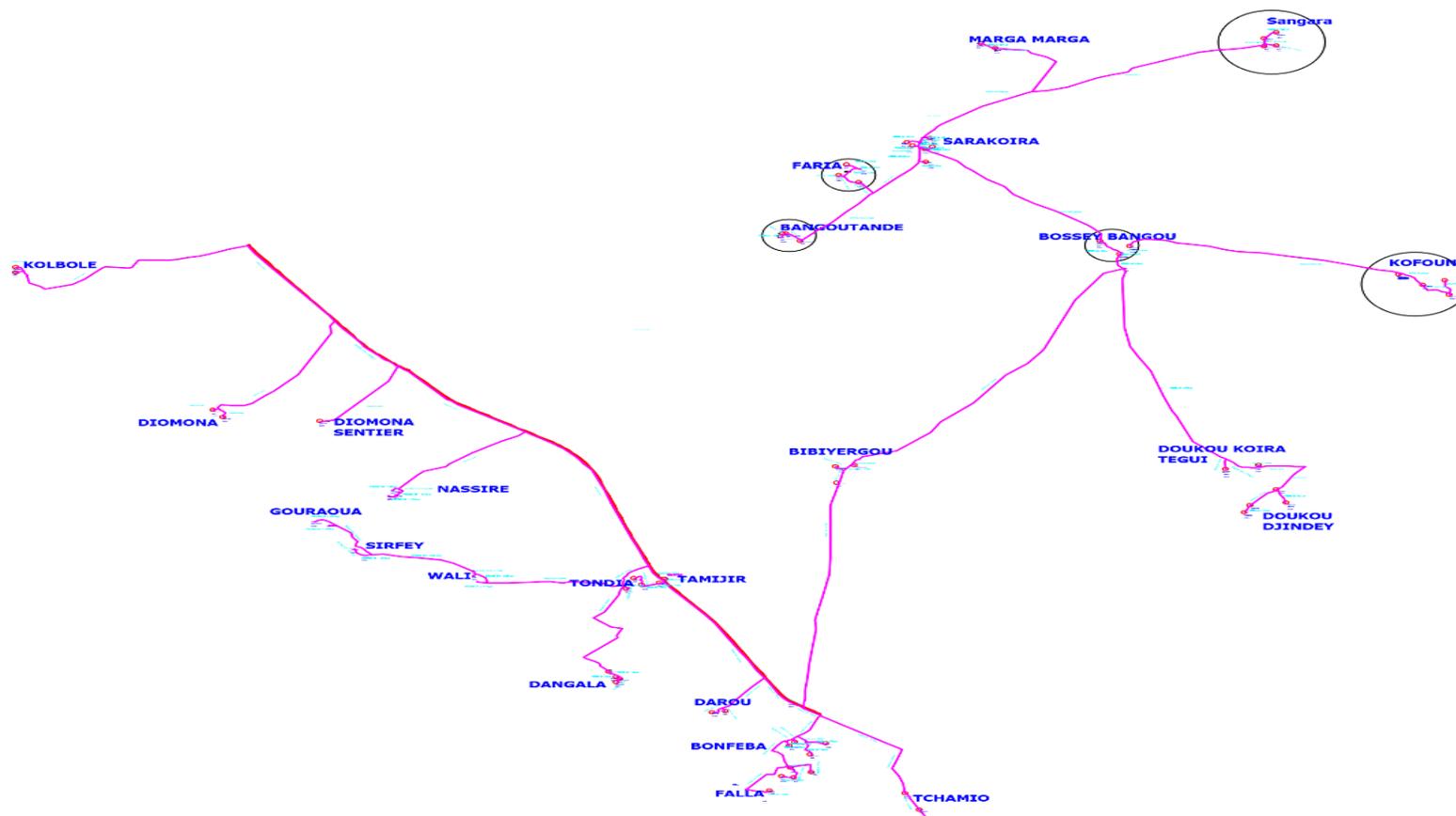
N25-BF1Sarakoïr	96	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,14	251,36	5	256,84	22,98	23,46
N25-N26	303	9	0,107	141	120	0,58	0,67	251,36	5	257,03	22,80	23,46
N26-BF5Sarakoïr	122	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,18	253,09	5	258,71	21,12	21,73
N26-N27	1087	8	0,101	141	120	0,51	1,89	253,09	5	259,98	19,85	21,73
N27-N28	356	3,5	0,067	79,2	120	0,71	2,56	252,71	5	260,27	19,55	22,11
N28-BF4Faria	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	252,31	5	257,81	22,01	22,51
N28-N29	307	2,5	0,056	79,2	120	0,51	1,13	252,31	5	258,44	21,39	22,51
N29-BF2Faria	65	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,10	250,43	5	255,76	24,07	24,39
N29-N30	310	1,5	0,044	79,2	120	0,30	4,11	250,43	5	255,84	23,99	24,39
N30-BF1Faria	187	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,28	250,46	5	256,40	23,42	24,36
N30-BF3-Faria	65	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,10	250,46	5	255,79	24,04	24,36
N27-N31	1684	4	0,071	79,2	120	0,81	0,73	252,71	5	273,54	6,29	22,11
N31-N32	304	3,5	0,067	79,2	120	0,71	2,9	252	5	259,19	20,64	22,82
N32-BF1Bangouta	305	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,45	252	5	258,54	21,28	22,82
N32-N33	100	2,5	0,056	79,2	120	0,51	3,68	252	5	257,37	22,46	22,82
N33-BF2-Bangout	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	250,86	5	256,36	23,46	23,96
N33-N34	100	1,5	0,044	79,2	120	0,30	1,33	250,86	5	255,99	23,83	23,96
N34-BF3Bangouta	200	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,29	250,86	5	256,87	22,96	23,96
N34-BF4-Bangout	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	250,86	5	256,36	23,46	23,96
N25-N35	111	9	0,107	141	120	0,58	0,24	251,36	5	256,60	23,22	23,46
N35-N35'	50	1,5	0,044	79,2	120	0,30	0,66	250,38	5	255,45	24,38	24,44

N35'-BF2-Sarako	183	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,27	250,38	5	256,30	23,52	24,44
N35'-BF6-Sarako	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	250,38	5	255,88	23,94	24,44
N35-N36	171	7	0,094	96,8	120	0,95	4,92	250,38	5	257,07	22,76	24,44
N36-BF7-Sarakoi	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	249,22	5	254,72	25,10	25,60
N36-BF8-Sarakoi	123,4	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,18	249,22	5	254,84	24,98	25,60
N36-N37	2056	5,5	0,084	96,8	120	0,75	12,53	249,22	5	266,75	13,08	25,60
N37-N38	1895	1,5	0,044	79,2	120	0,30	0,86	251,65	5	259,15	20,67	23,17
N38-BF1-Marga	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	252,36	5	257,86	21,96	22,46
N38-BF2-MargaMa	267,3	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,39	252,36	5	258,71	21,12	22,46
N37-N39	3836	3,5	0,067	96,8	120	0,48	9,47	251,65	5	266,12	13,71	23,17
N39-BF1-Sangara	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	254,66	5	260,16	19,66	20,16
N39-N40	61	2,5	0,056	79,2	120	0,51	2,25	254,66	5	259,88	19,94	20,16
N40-BF2-Sangara	195	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,29	254,66	5	260,64	19,18	20,16
N40-N41	144	1,5	0,044	79,2	120	0,30	1,91	254,66	5	259,85	19,97	20,16
N41-BF4Sangara	256	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,38	254,66	5	260,95	18,87	20,16
N41-BF3-Sangara	100	0,5	0,025	40,8	120	0,38	0,15	253,44	5	258,94	20,88	21,38

### Annexe 12 : Circuit de traitement



### Annexe 13 : Schéma du Réseau



Annexe 14 : Schéma du décanteur

