



**ETUDE D'AVANT-PROJET DETAILLE POUR LA REALISATION D'UNE
ADDUCTION D'EAU POTABLE SIMPLIFIEE (AEPS) DANS LA COMMUNE
RURALE DE FILINGUE, REGION DE TILLABERI (NIGER).**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER SPECIALITE : EAU ET ASSAINISSEMENT

Présenté et soutenu publiquement le 16 Janvier 2020 par

HAMISSOU MAMANE. Amadou Tidjani (20140201)

Encadrant 2iE : M. Ousmane Roland YONABA, Assistant d'Enseignement et de
Recherche, 2iE

Maître de stage : M. Saley OUMAROU (Ingénieur du génie rural, Directeur technique du
Cabinet CEH- SIDI)

Structure d'accueil du stage : Cabinet d'Étude et de contrôle des Travaux (CEH- SIDI)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Angelbert chabi BIAOU

Membres et correcteurs :

Dr. Lawani Adjadji MOUNIROU

M. Ousmane ROLAND YONABA

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

Nous voudrions dédier ce travail,

À mes parents ; pour leur amour ,leurs efforts et leur accompagnement durant le mémoire consentis pour que nous réussissions.

À toute ma famille pour toutes les marques d'attention et leur soutien inestimable. Nous espérons à travers ce travail vous rendre fiers de nous.

Recevez nos salutations les plus sincères.

REMERCIEMENTS

Au terme de la rédaction de ce mémoire, c'est un devoir agréable pour moi d'exprimer en quelques lignes la reconnaissance que je dois à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail, qu'ils trouvent ici mes vifs respects et ma profonde gratitude.

Tout d'abord je remercie M. Mahamane SIDI, le Directeur gérant du Cabinet CEH- SIDI pour m'avoir permis d'effectuer mon stage de fin d'études au sein du Cabinet.

J'adresse mes sincères remerciements à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour nous avoir donné une formation de bonne qualité.

Je remercie également mon encadreur interne M. Ousmane Roland YONABA pour le suivi et l'encadrement.

RESUME

Le village de Tidani situé dans la commune de Filingué dans la région de Tillabéri au Nord-Est du Niger connaît des difficultés d'accès à l'eau potable. Les ressources en eau actuelles de la localité assurent une desserte en eau très faible. C'est dans ce cadre que le gouvernement a mis en place un vaste programme permettant l'accès à l'eau potable aux populations en milieu rural. Et ceci à travers le Projet BID-UEMOA d'hydraulique et d'assainissement en milieu rural au Niger. La présente étude a pour objet de concevoir un système d'adduction en eau potable simplifiée composé d'un château d'eau desservant des bornes fontaines ; des branchements sociaux à partir de canalisations et un abreuvoir. Le système fonctionnera grâce à l'énergie solaire. Ainsi pour une population de **3 737 habitants** en 2034, nous avons évalué les besoins en eau à **136 m³/j** pour un débit de pointe horaire de **6,85 l/s**. Un réservoir de **70 m³** sera mis en place pour stocker l'eau. L'eau sera redistribuée à travers des conduites en PVC PN10 de diamètre allant de **63 à 110 mm**, totalisant un linéique de **1854m**. La distribution sera effectuée à la population au niveau de **8 Bornes Fontaines ; 4 branchement sociaux et 1 abreuvoir**. L'AEPS sera approvisionné en eau grâce à un forage de **14 m³/h** et équipé d'une pompe de marque **SP17-8**. L'eau sera traitée aux galets de chlore. Le coût de réalisation des travaux s'élève à la somme de **79 823 826 FCFA** ; pour un prix du mètre cube d'eau de **300 FCFA**.

Mots Clés

-
1. -Adduction en Eau Potable Simplifiée
 2. -Bornes fontaines
 3. -Branchements sociaux
 4. – Filingué
 5. -Tillabéri

ABSTRACT

The village of Tidani, located within Filingué department in Tillabéri region, northeast Niger, undergoes a lack of access to safe drinking water. The actual water resources of the locality provide a very low service. In this context, the government has set up a vast program to provide drinking water to rural populations, through a funding from the BID-UEMOA project pertaining to hydraulic and sanitation in rural Niger. The purpose of the actual study is the design of a simplified drinking water supply system consisting of a water tower serving standpipes, and social connections from pipes. The system will be powered with solar energy. The estimated population at the project timeline is about **3,737 inhabitants** in 2034, for which the daily water need was estimated at **136 m³**, for a peak hourly flow of **6.85 l/s**. A **70 m³** tank will be set up to store the daily demand. Water will then be redistributed through plastic PVC pipes having a nominal pressure of nominal pressure of 10 bars, and nominal diameters ranging from **63 to 110 mm** to the population at **8 Fountain 4 social connections and 1 watering place**. The system will be supplied with water through a borehole of **14 m³/h** equipped with a SP17-8 pump. The water will be treated with chlorine pebbles. The total realization cost of the work amounts to **79 823 826 FCFA** for a price of cubic meter of water sold at **300 FCFA**.

Keywords

1. Filingué
2. Fountain Terminals
3. Simplified Drinking Water Supply
4. Social Connections
5. Tillabéri

Liste des Abréviations

AEP : Approvisionnement en Eau Potable

AEPS : Approvisionnement en Eau Potable Simplifiée

BF : Borne Fontaine

BS : Branchements Sociaux

CSI : Centre Sanitaire Intégré

HMT : Hauteur Manométrique Totale

ND : Niveau Dynamique

NS : Niveau Statique

PMH : Pompe à Motricité Humaine

PN : Pression Nominale

PVC : Poly Chlorure de vinyl

SPEN : Société de Patrimoine des Eaux du Niger

TDR : Termes De Références

TN : Terrain Naturel

SOMMAIRE

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
I. INTRODUCTION GENERALE	8
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE	9
II.1 Présentation de la structure d'accueil	9
II.2 Présentation de la zone d'étude	10
III. PRESENTATION DU PROJET	14
III.1 Contexte et justification.....	14
III.2 Problématique.....	14
III.3 Objectifs.....	14
III.4 Diagnostic du système actuel d'alimentation en eau potable de la zone	14
IV. APPROCHE METHODOLOGIQUE ADOPTEE	15
IV.1 Recherche documentaire	15
IV.2 Enquêtes socio-économiques	15
IV.3 Méthode de Conception du système : Hypothèses des calculs.....	16
V. ETUDE TECHNIQUE	21
V.1 Estimation des besoins et de la demande en eau du village	21
V.2 Capacité des forages	23
V.3 Dimensionnement de la conduite d'adduction (refoulement) :	23
V.4 Choix de pompe et étude du point de fonctionnement	26
V.5 Evaluation des besoins en eau actuels et futurs	28
V.6 Détermination du débit des robinets BF et BP	32

V.7 Dimensionnement des installations électriques.....	35
V.8 LE STOCKAGE.....	39
V.9 Mode de gestion du système d'alimentation en eau potable	43
VI. ETUDE DU COUT DU PROJET ET DU PRIX DE REVIENT DE L'EAU.....	44
VI.1 CALCUL DU COUT DU PROJET	44
VI.2 Calcul des annuités des amortissements des équipements du Réseau :	44
VI.3 Les charges d'exploitations	45
VI.4 Volume d'eau à l'horizon du projet :	45
VI.5 Le prix de revient du m ³	45
VII. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	47
CONCLUSION.....	49
BIBLIOGRAPHIE	51
ANNEXE	52

Liste des Tableaux

Tableau I: Données hydrogéologiques	11
Tableau II: Résultat d'état de lieu du village.....	16
Tableau III: Nombre d'habitants à l'horizon du projet.....	17
Tableau IV: Valeurs indicatives de Cph.....	17
Tableau V: Rendement du réseau.....	18
Tableau VI: Valeurs recommandées du Cpj.....	18
Tableau VII: Estimation de la population à l'horizon 2034.....	21
Tableau VIII:: Demande en eau du cheptel	22
Tableau IX: Synthèse des simulations.....	23
Tableau X: Diamètre de refoulement	24
Tableau XI: Vérification de la condition de Flamant :	24
Tableau XII: Evaluation du nombre de forage et temps réel de pompage	26
Tableau XIII:: Caractéristique d'aspiration	28
Tableau XIV: Caractéristique de refoulement.....	28
Tableau XV: Diamètre des conduites du réseau de distribution	31
Tableau XVI Caractéristique technique du groupe électrogène	36
Tableau XVII: Comparaison entre le thermique et le solaire	39
Tableau XVIII: Valeur forfaitaire pour le choix des réservoirs.....	40
Tableau XIX: Détermination de la quantité de galets de chlore.....	42
Tableau XX: Récapitulatif du devis estimatif des installations	44
Tableau XXI: Amortissement des équipements	45

Liste des figures

Figure 1: Présentation de la zone d'étude	10
Figure2 :Pluviométrie annuelle moyenne sur le Niger	11
Figure 3 : Schéma de la HMT	25
Figure 4: Images des modules PV 250Wc-24V	38

FICHE TECHNIQUE DU PROJET

LOCALISATION	
Région /commune/village	Tillabéri/Filingué/Tidani
Coordonnée	14°20'49''N 3°19'28 ''E
DONNEES SOCIO ECONOMIQUES	
Population en 2012	1 869
Population en 2020	2 405
Taux d'accroissement (%)	3,2
Population en 2034	3 737
Demande de pointe en eau 2034 (m ³ /j)	136
Consommation spécifique(l/s)	20
Débit de pointe horaire Qph (l/s)	6,85
SITE DU FORAGE	
Côte TN (m)	218,23
Diamètre en pouce	7''
Niveau statique (m)	188,23
Niveau dynamique (m)	173,23
Débit d'exploitation prévisionnel (m ³ /h)	14
ELECTROPOME	
Nom	SP 17-8
Type	GRUNDFOS MS4000
Débit d'exploitation (m ³ /h)	16,87
HMT	65
Puissance nominale (kW)	4
POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE	
Débit(m ³ /h)	16
HMT(m)	65,9
Rendement(%)	75
SOURCE D'ENERGIE	
Energie	Photovoltaïque
Champ photovoltaïque	45 Panneaux de 250w

CHATEAU D'EAU	
Volume(m ³)	70
Nature géométrique	Réservoir métallique
Côte TN (m)	221,14
Cotes radier (m)	231,34
Hauteur sous radier (m)	10
Hauteur intérieure de la cuve (m)	5,57
CONDUITE D'ADDUCTION	
Nature	PVC PN10
Longueur (m)	198
Diamètre nominal (mm)	DN90
CONDUITE DE DISTRIBUTION	
Nature	PVC PN10
Longueur (m) de la conduite principale	42,37
Diamètre nominal (mm) de la conduite principale	DN110
Diamètre nominal (mm) de conduites secondaires	DN63 DN75 DN90
BORNES FONTAINES	
Nombre de BF	8
Nombre de robinet par BF	2
Nombre de branchement particulier (école ;medersa ;CEG ;CSI)	4
Nombre de robinet par BP	1
Nombre d'abreuvoirs	1
ASPECTS FINANCIERS/GESTION	
Coût de l'AEPS (FCFA)	79 823 826

Prix du mètre cube d'eau (F CFA)	300
Mode de gestion proposé	Contrat d'affermage
Amortissement à l'horizon du projet 15ans (FCFA)	48 300 000
Coût d'exploitation (FCFA)	39 911 912

I. INTRODUCTION GENERALE

Le Niger à l'instar de la plupart des pays de l'Afrique sub-saharienne est confronté à des problèmes d'approvisionnement en eau potable de ses populations plus particulièrement celles vivant en milieu rural. Face au développement et à la croissance démographique, l'approvisionnement en eau potable reste problématique. En effet, en milieu rural où vivent plus de 84% de la population nationale, le taux d'accès théorique à l'eau potable est de 44,2% c'est-à-dire que moins d'un nigérien sur deux (issus de ce milieu), a accès à l'eau potable (SPEN, 2015).

L'Etat Nigérien accompagné par les bailleurs de fond s'est engagé à atteindre à l'horizon 2030, les Objectifs du Développement Durable (ODD), notamment l'ODD n° 6 qui vise à assurer la disponibilité et la gestion durable de l'eau et de l'assainissement pour tous.

C'est dans ce cadre que le gouvernement a mis en place un vaste programme permettant l'accès à l'eau potable aux populations en milieu rural. Et ceci à travers le Projet

BID-UEMOA d'hydraulique et d'assainissement en milieu rural au Niger, qui vise à la réalisation de :

- 120 forages positifs équipés des pompes à motricité humaine alimentant entre 200 et 250 habitants par ouvrage.
- 30 systèmes villageois d'alimentation en eau potable avec forages équipés de système .de pompages solaires et servant aussi de pôles de croissance socio- économiques.
- 02 systèmes multi-villages d'alimentation en eau potable.

En effet, notre travail consistera à la réalisation d'une AEPS parmi les 30 AEPS du projet. Les travaux à mener dans le cadre de ces études techniques sont entre autres :

- Enquêtes socio-économiques pour évaluer les besoins en eau de la population ;
- Dimensionnement du système d'AEP ;
- Evaluation financière du projet ;
- Etude d'impact environnemental et socio-économique du projet.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Présentation de la structure d'accueil

II.1.1 Localisation

Le Cabinet d'Etudes et de Contrôle de Travaux Hydrauliques (CEH - SIDI) est un bureau d'étude privé, dont le siège est situé dans la commune 2 de Niamey aux coordonnées géographiques 13°32'21.60"N et 2° 6'11.70"E.

II.1.2 Historique et missions

Le Cabinet d'Etudes SIDI a été créé en juin 1995. Il est devenu plus tard Cabinet d'Etudes et de Contrôle de Travaux Hydrauliques CEH - SIDI SARL. Le Cabinet d'Etudes s'est alors fixé comme objectifs, le développement d'une stratégie graduelle de croissance basée sur les axes suivants :

- La conquête d'un savoir-faire résolument moderne mais adapté à l'environnement socio-économique et culturel du Niger ;
- La mise en place d'un staff de jeunes diplômés formés sous l'encadrement de professionnels expérimentés ;
- La recherche et la promotion de partenariat avec des bureaux d'études et associations de développement du nord et du sud dans le but de partage, de transfert de technologie et de compétence ;

II.2 Présentation de la zone d'étude

II.2.1 Localisation de la zone d'étude

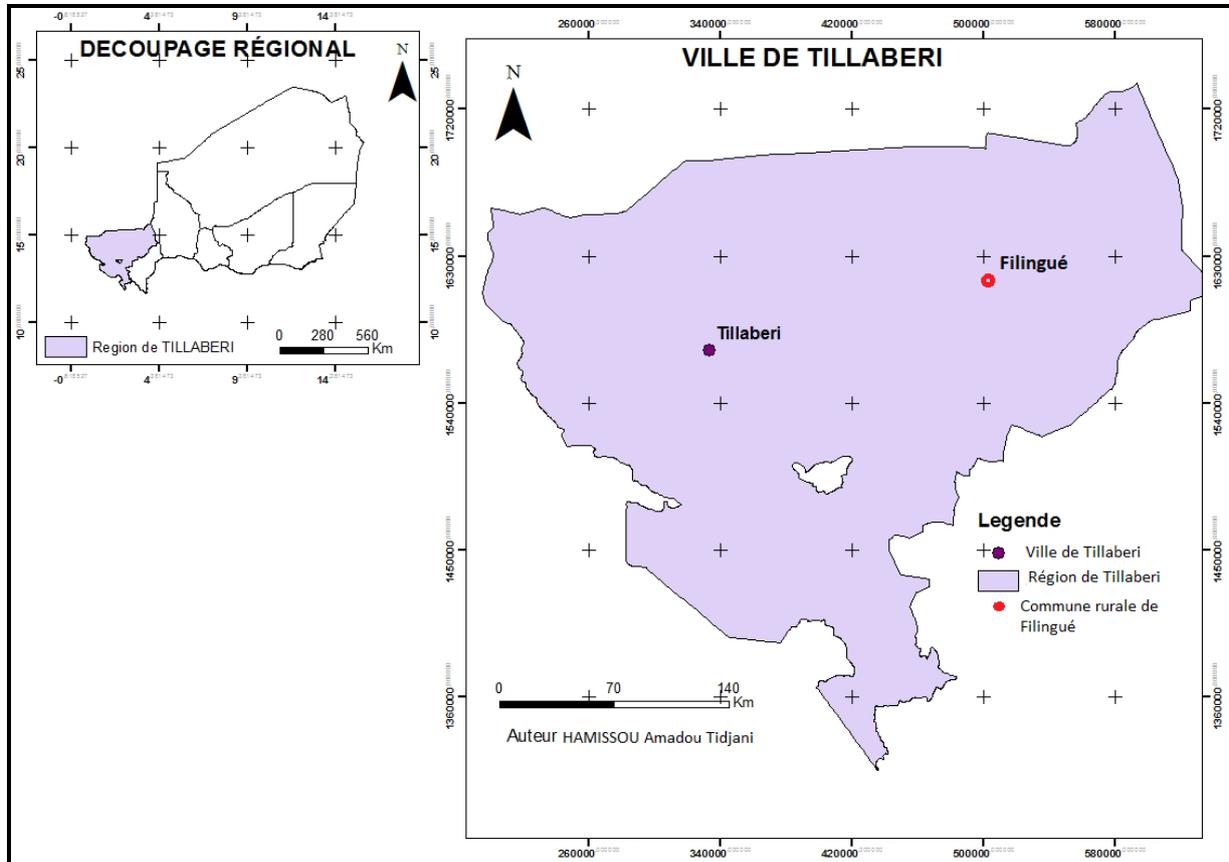


Figure 1: Présentation de La zone d'étude

II.2.2 Données de base

II.2.2.1 Climat :

La région connaît un climat de type sahélien, chaud et relativement humide avec 540mm de précipitation. Ces précipitations sont aussi irrégulières. Le climat est caractérisé par une variabilité, notamment en ce qui concerne les précipitations. La saison de pluie dure entre 5 à 6 mois entre le mois de Mai et Octobre. La saison sèche occupe tout le reste des mois de l'année avec ses variantes froide et chaude. La pluviosité moyenne annuelle sur les 10 dernières années est représentée sur la carte ci-dessous.

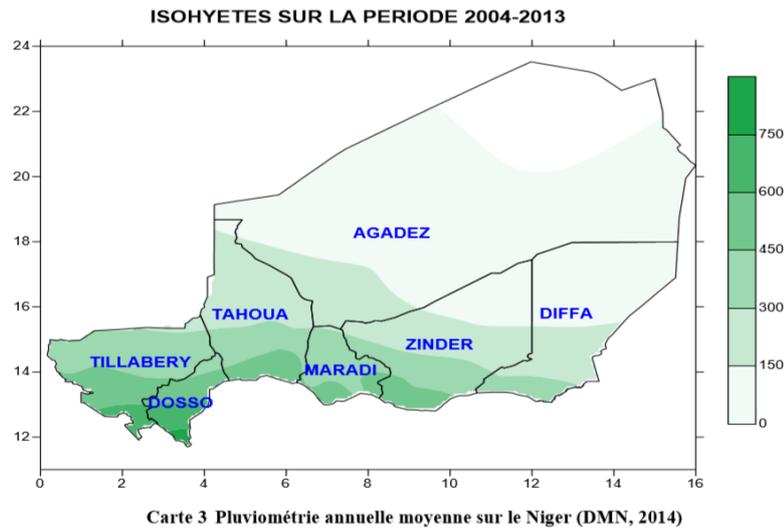


Figure2 :Pluviométrie annuelle moyenne sur le Niger

II.2.2.2 Hydrogéologie :

Les études hydrogéologiques menées dans les communes concernées par le projet ont permis de déterminer la profondeur du forage ; le niveau statique ainsi que le débit prévisionnel de notre zone d'étude. Ainsi les données hydrogéologiques sont présentées dans le tableau I

Tableau I: Données hydrogéologiques

COMMUNES	VILLAGES	PROFONDEUR	Rabattement	Q
		FORAGE		
		(m)	(m)	(m3/h)
FILINGUE	Tidani	160	30	15
	Fakeye	140	30	15
TONDI KANDIA	Tanka Lokoto	100	35	15
	Bomberi	140	35	15
KOURFEY CENTRE	Chinagaman	160	45	15
	Dogon Gao Zodi	160	45	15
IMANAN	Fakara	140	40	10

II.2.2.3 Relief et sols :

La région de Tillabéri du point de vue morphologique est presque pénéplaine. À part quelques rares massifs cristallins et les butes terrains du Continental Terminal, le relief est plus marqué

par la vallée du fleuve, ses affluents et quelques vallées fossiles (dallol).

À l'échelle régionale, les sols rencontrés dans la région de Tillabéri peuvent être classés en quatre (4) principales catégories :

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

II.2.2.4 Démographie

Le département de Filingué est dans la région de Tillabéri dont la population est composée principalement de djerma ; de peuls ; de touaregs et de haoussa. Cette région est aussi caractérisée par une croissance démographique. Le taux de fécondité atteint 7,9 enfants en moyenne par femme en 2019. À Filingué cette population est estimée à 92 097hab (2012) répartie dans 57 villages avec une densité de 19hab /km² sur une superficie de 4 802km².

II.2.2.5 Activités socio-économiques

❖ Agriculture

Deux grands systèmes de cultures sont observés dans la région de Tillabéri Le système de production pluviale et le système de production irrigué.

- Le système de production pluviale est caractérisé par la dominance du mil et l'association mil- niébé, avec des rendements généralement très bas.
- Le système de production irriguée concerne principalement le riz cultivé sur les aménagements hydro –agricoles et les cultures maraichères.

On note une variation des rendements et des productions des cultures pluviales d'une année à l'autre. Les systèmes de production sont dominés par les exploitations familiales utilisant peu les techniques modernes de production.

❖ Élevage

Les trois (3) grands types d'élevage adaptés aux conditions agro-écologiques des différentes zones de production pastorale existant dans la région de Tillabéri sont : l'élevage nomade, l'élevage transhumant, et l'élevage sédentaire. L'élevage constitue la seconde activité de la

population de Tillabéri et est la principale source économique des ruraux. Les principales races élevées dans la région sont :

- Bovines : race Azawak, race Bororo, race Djelli et les métisses ;
- Ovines : les moutons à poils : Bali –Bali, Oudah, Ara-Ara, et le mouton à laine Koundoume ;
- Caprines : la chèvre du sahel et la chèvre rousse de Maradi ;
- Cameline : Azawak, Azarghaf et Yoria

III. PRESENTATION DU PROJET

III.1 Contexte et justification

Dans le cadre de sa politique d'hydraulique et d'assainissement en milieu rural, le Gouvernement du Niger, a sollicité et obtenu un financement de la Banque Islamique de Développement (BID) pour le financement du Projet BID-UEMOA d'hydraulique et d'assainissement en milieu rural au Niger.

III.2 Problématique

Ce projet est une réponse à la problématique de l'accès à l'eau potable et à l'accès aux services adéquats d'assainissement des populations en milieu rural. Il permettra également la création des pôles de croissance socio-économiques dans les villages bénéficiaires des AEP.

III.3 Objectifs

III.3.1 Objectif global :

L'objectif global de la présente étude est de proposer un système d'alimentation en eau potable simplifiée (AEPS) en vue d'améliorer les conditions d'accès à l'eau potable des populations de la commune de Filingué et du village de TIDANI en particulier.

III.3.2 Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques assignés à cette étude sont :

- Concevoir et dimensionner une AEPS
- Estimer le coût global du projet et le prix de revient du m³ d'eau ;
- - Proposer un système de gestion pour la pérennisation des équipements ;

III.4 DIAGNOSTIC DU SYSTEME ACTUEL D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA ZONE

Les résultats des enquêtes montrent qu'il n'existe pas un système d'alimentation en eau potable dans cette zone ni de forage. Il n'existe qu'une seule PMH. Lors de la rencontre avec les leaders d'opinion (le chef du village ; les chefs de quartier les imams) ont émis la demande de leur réaliser des bornes fontaines ; des branchements sociaux, et d'abreuvoir.

IV. APPROCHE METHODOLOGIQUE ADOPTEE

IV.1 Recherche documentaire

Cette étape a permis de collecter des sources d'informations afin de mieux s'imprégner du projet. Il s'agit de collecter et d'analyser les données relatives au sujet d'étude. Il faut également s'informer sur les normes nationales qui régissent les projets d'alimentation en eau potable. La documentation s'est portée essentiellement sur la situation hydraulique et hydrogéologique des sites retenus particulièrement les études antérieures réalisées dans la zone du projet relatives à la réalisation des forages et des systèmes d'AEP, les données existantes sur les activités socio- économiques de populations.

IV.2 Enquêtes socio-économiques

Les études socio-économiques sur le site du projet se résument à des phases de prise de contact, d'information et de sensibilisation des bénéficiaires. Il s'agit des animations communautaires au cours desquelles les populations potentielles et les autorités administratives et techniques départementales donnent leur engagement d'implication dans le projet. Dans cette zone, tous les villages sont convaincus et adhèrent au projet sans restriction ; Ils s'engagent à respecter toutes les clauses à savoir :

- Engagement pour l'obtention de l'autorisation d'attribution de terrain avant la réalisation de l'ouvrage ;
- Engagement pour une participation financière de l'ouvrage ;
- Engagement pour la mise en place d'une structure de gestion basée sur les critères de représentativité, de compétence et d'intégrité ;
- Engagement à accepter les principes de gestion en vigueur ;
- Engagement à mettre en place des règles de fonctionnement des points d'eau et des mécanismes de paiement et d'accès à l'eau ;

Au cours de ces concertations publiques, il a été question de choix des sites d'emplacement des bornes fontaines dans les différents quartiers.

Tableau II: Résultat d'état de lieu du village

Département	Village	Q	PEM existant				Géologi	Infrastructures
		(m3/h)	AEP	Forage disponible	PMH	PC		
Filingué	ZAMA				3	2	CT	CSI, Marché, ecole, BC,
	FAKAYE		PEA		3	5	CT	CS, Ecole, Medersa, BC,
	TIDANI				1	4	CT	CS, CEG, Ecole, Medersa, BC,
	KAGNA IZE				1		CT	Marché, ecole
	KAHOUGUE				2	2	CT	Ecole,
	TANKA				1	4	CT	Ecole, Medersa,
	BOMBERI						CT	Ecole,
	CHINAGAMANE		PEA			2	CT	CSI, CEG, Ecole, BC,
	IBANKAN		PEA			2	CT	CS, Ecole, BC,

IV.3 Méthode de Conception du système : Hypothèses des calculs

IV.3.1 Consommation spécifique

La population desservie est calculée sur la base de 500 personnes desservies par borne fontaine (BF). Cependant la zone du projet sont des sites encore vierges en matière de système AEPS. Alors nous ne savons pas dans quel sens va évoluer la demande, nous proposons les valeurs forfaitaires pour l'accès à l'eau potable :

Selon l'OMS et l'UNICEF « accès raisonnable » à des sources améliorées comme la disponibilité d'au moins :

- ✓ Minimale 20 l/j/p (hydratation et hygiène corporelle)
- ✓ Ecole sans internat 3 à 5l/j/élève
- ✓ Hôpitaux et dispensaires 150 à 200l/j/lit

IV.3.2 Le besoin moyen journalier

Le besoin moyen journalier permet d'évaluer l'évolution de la demande et de prévoir les sources potentielles nécessaires à la mise en place du système. Les deux (02) paramètres essentiels à la détermination du besoin moyen journalier (Bjm) sont la consommation spécifique moyenne journalière et la population.

$$B_{jm} = (C_s / 1000) * P_n \quad \text{Avec}$$

B_{jm} : consommation moyenne journalière exprimé en m³/j

C_s : consommation spécifique en l/hbt/j

P_n : Population à l'année

Tableau III: Nombre d'habitants à l'horizon du projet

VILLAGE DU DEPARTEMENT DE FILLINGUE	ANNEE	POPULATION
Tidani	2012	1 869
	2020	2 405
	2034	3 737

Pour le cas du village de **Tidani**, la population est estimée à **3 737hbts** en 2034

IV.3.3 Taux de couverture

Suivant la viabilité des systèmes d'adduction d'eau potable en milieu rural il a été constaté qu'après réalisation d'un réseau, les populations ont tendance à abandonner les PMH au profit des bornes fontaines après cinq ans d'exploitation. **Cependant nous considérons que le système doit assurer un taux de desserte de 80% à l'horizon du projet.**

IV.3.4 Coefficient de pointe horaire

Ce coefficient exprime les habitudes du consommateur au cours de la journée, il rend compte de la consommation au cours de la journée. Son estimation se fait de manière statistique ou par le biais de relations empiriques

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mh}(m^3/h)}}$$

Tableau IV: Valeurs indicatives de Cph

Population (hbts)	< 10 000	10 000 à 50 000	50 000 à 200 000	> 200 000
Cph	2,5 à 3	2 à 2,5	1,5 à 2	1,5

IV.3.5 Rendement du système d'adduction-distribution

Il traduit les pertes en eau dans le processus de mobilisation des eaux de la source aux usagers.

Ainsi on distingue les pertes :

- De traitement, généralement pour les eaux de surface ;

- D'adduction, généralement faible, la valeur utilisée pour les projets de taille similaire à notre réseau est de 1% ; soit un rendement d'adduction de 99% ;
- Et de distribution, les valeurs admissibles vont de 10 à 20%. Cependant, nous prendrons 10% au regard de notre réseau qui est pour un mimi AEP soit un rendement de distribution de 90%.

Tableau V:Rendement du réseau

RESEAU	RENDEMENT
Adduction	99%
Distribution	90%

IV.3.6 Coefficient de pointe journalière

Ce coefficient exprime la consommation maximale journalière à prendre en compte pour le dimensionnement des équipements du réseau. Il explique le pique de la consommation journalière. A l'exception du coefficient de pointe journalier (**C_{pj}**), Dans le tableau suivant sont consignées les valeurs recommandées que prennent ces différents paramètres suivants les contextes.

Tableau VI: Valeurs recommandées du C_{pj}

Variations	Valeurs recommandées selon les contextes	Valeur retenue
Coefficient de pointe journalier (C _{pj})	Evolue entre 1,05 et 1,15	1,10

❖ **Besoin journalier de pointe**

C'est la quantité d'eau à pouvoir en situation de pointe (saisonnier et journalier) et en intégrant le rendement (pertes en eau du réseau).

$$\mathbf{Bjp} = (\mathbf{Cpj} * \mathbf{Bjm}) / \eta \mathbf{d} \text{ Avec}$$

Bjp : Demande de production du jour de pointe (m³/h)

Cpj : Coefficient de pointe journalier=1.10

ηd: Rendement du réseau de distribution =90%

❖ **Le débit moyen horaire**

C'est le rapport entre la demande de production du jour de pointe et le temps de distribution T (en heures). La distribution dure 12 heures à partir de l'heure d'ouverture des BF (6h du matin).

$$\mathbf{Qmh} = \frac{\mathbf{Bjp}}{\mathbf{T1}} \text{ Avec :}$$

Qmh : débit moyen horaire (m³/h)

T1 : temps de distribution (h). Dans notre cas, T1=12 heures (6h à 18h).

❖ **Débit de pointe horaire**

Le débit de pointe horaire noté **Qph** est le produit du débit moyen horaire et du coefficient de pointe horaire **Cph**. C'est le débit de dimensionnement du réseau de distribution. Il considère toutes les conditions les plus défavorables qui pourraient arriver lors de l'exploitation.

$$\mathbf{Qph} = \mathbf{Qmh} * \mathbf{Cph} \text{ Avec :}$$

Qph : débit de pointe horaire (m³/h)

Cph est un nombre sans dimension, dans notre cas nous allons calculer cette valeur en fonction du débit moyen horaire (Qmh)

IV.3.7 Vitesse et pression

Le fonctionnement hydraulique normal du réseau de distribution doit se faire de façon à assurer dans les conditions les plus défavorables (pointe horaire), une pression minimale de 5 mCE chez tout usager (au niveau des BF et BP). Les vitesses admises ne doivent pas être inférieures à 0,3 m/s et sans pourtant dépasser 1,5. Ceci pour éviter les dépôts dans les conduites et le risque de cavitation.

IV.3.8 Pertes de charge

On rencontre deux types de pertes de charge à savoir linéaires (régulières) et singulières. Les pertes de charge singulières sont considérées étant égales à 5% des pertes charge linéaires à

cause de la taille et du faible taux des nœuds dans le réseau (vannes et ventouses ayant des singularités faibles).

Elles peuvent être évaluées par la formule de Manning-Strickler :

$$\Delta = \text{pdc}_{\text{totale}} = 1.05 * (10.29 \times \frac{Q^2 \times L}{Ks^2 \times D^{16/3}}) \text{ Avec :}$$

$\text{Pdc}_{\text{total}}$ = pertes de charge totales (m)

L = longueur du tronçon (m)

Coefficient de pertes de charges singulières = 1,05

Q = débit transporté par le tronçon (m³/s)

Ks = coefficient de rugosité du PVC selon Manning Strickler à l'échéance du projet = 120

D = diamètre intérieur de la conduite (m).

❖ Diamètre de refoulement

Le diamètre théorique de la conduite est déterminé par les formules de BRESSE, de Bresse modifiée, de Munier, et celle de Bedjaoui qui est la plus récente (2006). Son dimensionnement se fait avec le débit d'exploitation du forage. Ce volume pompé par unité de temps doit être acheminé au réservoir, au travers de la conduite dont le calcul est possible grâce aux formules empiriques. La condition de vitesse dite de Flamant doit être vérifiée. Nous retiendrons pour les conduites d'adduction des PVC de pression nominal 10 bars. Pour le choix des diamètres nous retiendrons celles pour laquelle le cout d'investissement sera faible et qui n'engendrera pas d'énormes pertes de charge et proche de la vitesse économique

Les conduites au refoulement se calculent à l'aide de ces formules suivantes :

- Formule de Bresse : $D(m) = 1,5 * \sqrt{Q}$;

- Formule de Bresse modifié : $D(m) = 0,8 * \sqrt[3]{Q}$;

- Formule de Munier : $D(m) = (1 + 0,02n) * \sqrt{Q}$ et n : nombre d'heure de pompage ;

- Formule de Bedjaoui : $D(m) = 1,27 * \sqrt{Q_{\text{add}}}$ (m³/s) ;

- Formule de Flamant : $V(m) = 0.6 + D_{\text{int}}(m)$

V. ETUDE TECHNIQUE

V.1 Estimation des besoins et de la demande en eau du village

V.1.1 Estimation de la population à l'horizon du projet

Des informations recueillies auprès de la Direction de l'Institut National de la Statistique attestent que la population du département de Filingué suit une évolution géométrique avec un taux d'accroissement annuel de 3,2%(INS,2012). En considérant ce taux de croissance de 3,2% pour l'estimation de la population et une période de dimensionnement de 15 ans.

L'évaluation de la population à l'horizon du projet se calculera en considérant une croissance géométrique (ou taux de croissance proportionnel à la population et au temps). Nous avons une population rurale présentant un accroissement rapide. Le nombre des consommateurs à l'horizon du projet est évalué par la formule suivante :

$$P_n = P_0(1+\alpha)^n \quad \text{Avec}$$

P_0 = Population initiale

P_n = Population échéance du projet

α = Taux d'accroissement = 3,2% (RGPH, 2012 par région et par département)

n = Nombre d'années entre le début et l'échéance du projet.

Tableau VII: Estimation de la population à l'horizon 2034

Commune	Village centre	Village de rattachement	Pop (hbts) RGPH 2012	Taux d'accroissement (%)	Population estimées (hbts)2020	Population estimées (hbts)2034
Filingué		ZAMA I	784	3,20%	1 009	1 568
		ZAMA II	553		711	1 106
		FAKAYE	1779		2 289	3 557
		TIDANI	1869		2 405	3 737
		MAI TALAKIA	2249		2 894	4 497
		TOTAL	7234		9 307	14 465

V.1.2 Evaluation des besoins du cheptel

Pour évaluer le besoin en eau du cheptel nous avons procédé en estimant le nombre de bovins, de caprins et des ovins. Ainsi les besoins du cheptel dépendent entre autres de l'espèce animale et du climat. Les consommations spécifiques généralement utilisées sont variable

- Bovins : 40l/j/tête
 - Ovins :4,3l/j/tête
 - Caprins :4,3l/j/tête
- (Sahel consult,1996)

Tableau VIII:Demande en eau du cheptel

Année	2019	2024	2029	2034
Population	2330	2728	3193	3737
Nombre de personnes par ménage	10			
Nombre de ménages	233	273	319	374
Nombre de bovin (1/ménage)	233	273	319	374
Nombre de ovin et caprin (4/ménage)	932	1 091	1 277	1 495
Besoin en eau du cheptel				
Bovins (m ³ /j)	9	11	13	15
Caprins et Ovins(m ³ /j)	4	5	5	6
Demande en eau du cheptel(m³/j)	13	16	18	21

V.1.3 Demande en eau des villages et débits de dimensionnement

La demande en eau regroupera la consommation domestique et non domestique qui regroupe les consommateurs tels que les écoles, les lycées ou collèges, les bâtiments administratifs, les centres de santé, etc. Elle dépend du niveau d'équipement sanitaire, des habitudes de consommation, du taux et de la durée des fréquentations. En ce qui concerne le besoin des infrastructures sociales, nous ne disposons pas d'un inventaire exhaustif des habitudes et taux de fréquentation. Alors le volume d'eau qui leur sera alloué est estimé à 20 % des consommations domestiques. La synthèse des simulations donne les résultats qui figurent au tableau IX.

Tableau IX: Synthèse des simulations

Année	2019	2024	2029	2034
Population	2330	2728	3193	3737
Calcul des besoins de la population				
Consommation spécifique (l/j/hbt)	20			
Bmj (m ³ /j) _ domestiques	46,6	54,56	63,86	74,74
Bmj (m ³ /j) _activités économiques	13	16	18	21
Estimation des besoins annexes	20% Demande domestique			
Besoins annexes(m ³ /j)	9,32	10,91	12,77	14,95
Consommation moyenne journalière (m ³ /j)	69	81	95	111
Coefficient de pointe journalier Cpj	1,1			
Rendement du réseau de distribution	90%			
Demande de production du jour de pointe (m ³ /j)	85	99	116	136
Calcul des débits				
Temps de distribution (h)	12			
Débit moyen horaire (m ³ /h)	7,05	8,26	9,67	11,31
Coefficient de pointe horaire (Cph)	2,44	2,37	2,30	2,24
Débit de pointe horaire Qph (m ³ /h)	17,22	19,57	22,27	25,38
Débit de pointe horaire Qph (l/s)	4,78	5,28	6,01	6,85

V.2 Capacité des forages

Les caractéristiques prévisionnelles du forage de Tidani sont :

- Profondeur prévisionnelle : **160 m** ;
- Niveau statique : **30 m** ;
- Niveau dynamique : **45 m** ;
- Débit d'exploitation : **15 m³/h**.

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION (REFOULEMENT) :

❖ Débit de refoulement

Ce système d'AEP est approvisionné par un forage de débit d'exploitation prévisionnel de **15m³/h**. La conduite de refoulement (forage-château) est dimensionnée pour assurer le transport ce débit. Ce débit nous a permis de calculer le diamètre de refoulement.

Tableau X: Diamètre de refoulement

Conduite de refoulement				
Tubes PVC pression DIN 8062 / ISO 161				
PN10				
Formules	Dth (mm)	DN (mm)	D int (mm)	Vitesse (m/s)
BRESSE	86,6	110	99,4	0,43
BRESSE MODIFIE	119,5	140	126,6	0,26
MUNIER	67,0	90	81,4	0,64
BEDJAOUI	73,3	90	81,4	0,64
BONNIN	57,7	75	67,8	0,92

- **La vitesse d'écoulement dans la conduite de refoulement**

Dans une conduite circulaire, la vitesse peut être calculée par la formule de la continuité qui s'écrit: $V = (4 \times Q)/(D^2 \times \pi)$ Avec :

Q : le débit de refoulement exprimé en m³/s

D : le diamètre intérieur en m

V : la vitesse de refoulement en m/s

- **Vérification de la condition de Flamant :**

$V \leq 0,60 + D$ Avec :

V: la vitesse de la conduite en m/s

D : le diamètre en m

Tableau XI: Vérification de la condition de Flamant

Formules	Vitesse (m/s)	vitesse de flamant	condition de flamant
BRESSE	0,43	0,70	Vérifiée
BRESSE MODIFIE	0,26	0,73	Vérifiée
MUNIER	0,64	0,68	Vérifiée
BEDJAOUI	0,64	0,68	Vérifiée
BONNIN	0,92	0,67	non vérifié

Nous retenons une conduite PVC DN90 et Dint=81,4 avec PN10

❖ **Calcul de la HMT :**

La HMT est la différence de pression entre deux niveaux, en tenant compte des pertes de charge. C'est la hauteur qu'il faut prendre en compte dans le choix de la pompe.

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$HMT = H \text{ géom.} + pdc \text{ totales}$$

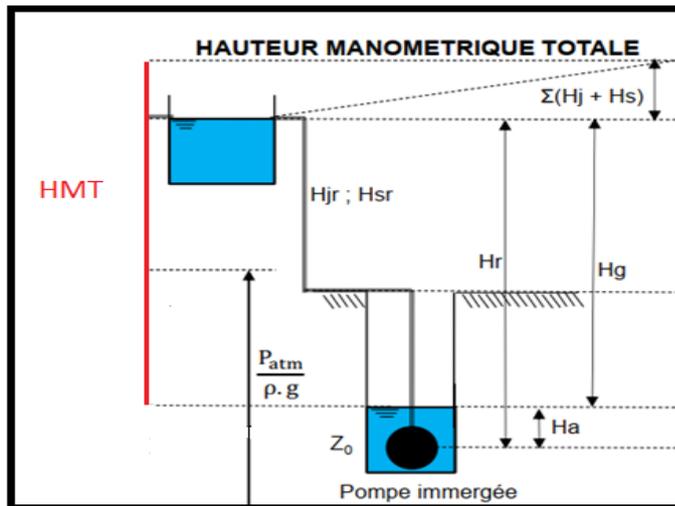


Figure 3 : Schéma de la HMT

$$H \text{ géom. (m)} = Z \text{ surverse (m)} - Z \text{ Niveau Dynamique (m)}$$

Z Niveau Dynamique (ND) : Côte niveau dynamique du forage

Z surverse : côte de déversement dans le réservoir

Niveau Dynamique = ZTN – profondeur ND

Z surverse= Zmin.radier+ hauteur réservoir

$$H \text{ géom.} = (231,72 + 5,77) - (218,23 - 45) = 63,68\text{m}$$

$$HMT = 63,68 + 1,56 ; HMT = 65,24\text{m}$$

Par conséquent nous retenons une HMT égale à 65m

❖ **Débit de pompage**

Pour la mise en place du mini système d'AEP de Tidani, et afin de satisfaire la demande de la population le débit de pompage et le temps de pompage sont à respecter. Ces deux paramètres varient en en fonction de l'accroissement de la population et de la demande.

Tableau XII: Evaluation du nombre de forage et temps réel de pompage

Années	2 019	2 024	2 029	2 034
Volume total distribué (m ³ /j)	85	99	116	136
Rendement réseau adduction	0,99			
Volume à refouler (m ³ /j)	85	100	117	137
Temps de refoulement théorique (h) ou de pompage	8,00			
Q _ refoulement (m ³ /h)	10,69	12,51	14,64	17,14
Q _ pompage (m ³ /h)	14,00			
Nombre de forage	1,00			
Temps réel de pompage (h)	6	7	8	10

Les informations récupérées de la fiche du forage (Tdr du projet) ont donné 15m³/h, pour mesure de sécurité et d'économie le débit d'exploitation **Q_{exp}** choisi sera de **14m³/h** pour le dimensionnement du système. À partir de ces calculs on obtient une production totale de pointe (tenant compte du rendement de 99%) qui est de 137m³ à l'horizon 2034.

Un seul forage de 14 m³/h suffit à satisfaire aux besoins avec un temps réel de pompage de 10h.

V.4 Choix de pompe et étude du point de fonctionnement

Le choix de pompe est opéré compte tenu du diamètre du forage 7''(177.8mm), du débit (14 m³/h) et de la hauteur manométrique (65m). Les pompes immergées série SP sont les mieux indiquées. En standard, les pompes SP sont conçues pour le pompage de liquides clairs, propres et non agressifs. Fiabilité et longévité grâce à une conception unique, entièrement en acier inoxydable, crépine d'aspiration, clapet anti-retour, paliers octogonaux évitant l'usure des chambres et des roues. D'après une consultation du catalogue GRUNDFOS et sur leur site internet nous avons choisi SP 17-8. Le tableau XIII présente les caractéristiques de la pompe SP 17-8

Tableau XIII : Caractéristique des pompes

DESIGNATION	RESULTATS
Nom du constructeur	GRUNDFOS type MS4000
Série	SP
Modèle	17-8
Fréquence	50HZ
Vitesse	2850tr/min
HMT (m)	65
Débit (m3/h)	16.87
Rendement (%)	71.3
Rendement pompe + moteur%	57.4
Puissance nominale (KW)	5.19
Rendement moteur(%)	80.5
Cosinus phi (réel)	0.72
Intensité nominale (A)	13
Intensité (réel)	10.4
Intensité de démarrage (A)	46
Diamètre (mm)	95
Poids net (Kg)	31

❖ **Détermination du point de fonctionnement du système de pompage**

La courbe caractéristique de la pompe fournie par le constructeur est utilisée conjointement avec la courbe caractéristique du réseau $H = H_{géo} + J$ en fonction du débit où J représente les pertes de charges totales (pertes de charge linéaire et singulière dans le réseau). L'intersection de la courbe du réseau avec la courbe caractéristique de la pompe donne le point de fonctionnement (**voir Annexe I**).

❖ Protection à l'amont de la pompe : aspiration

Tableau XIII: Caractéristique d'aspiration

PIECES	ROLES
Crépine	protection de la pompe contre l'entrée de gros éléments
Clapet	retenue de l'eau dans la conduite pour l'amorçage de la pompe
Convergent dissymétrique	suppression de zone morte
Vanne	isolement de la pompe

❖ Protection à l'aval de la pompe : refoulement

Tableau XIV: Caractéristique de refoulement

PIECES	ROLES
Manomètre	mesure de la pression à la sortie de la pompe
Vanne, de refoulement	isolement de la pompe pour l'entretien
Purge d'air	élimination de l'air
Compteur	évaluation des quantités d'eaux refoulées
Clapet	protection de la pompe

La pompe choisie étant immergée alors la protection de la pompe sera à l'aval c'est-à-dire au refoulement.

❖ Vérification du coup de bélier :

C'est un phénomène de variation de pression qui consiste en une alternance de dépressions et de surpressions se propageant dans la conduite. Elles sont générées par une modification brusque du régime d'écoulement soit à l'arrêt brusque d'une pompe, soit à l'ouverture et fermeture brusque d'une vanne. Au regard de ses conséquences, préjudiciables à la viabilité des installations, il est capital de s'assurer de son absence ; et s'il s'avérait qu'il existe, prévoir des mesures pour le contenir au moyen d'installations appropriées comme un dispositif anti-bélier (voir Annexe II).

V.5 Evaluation des besoins en eau

V.5.1 Description et type de réseau

Dans le dimensionnement d'AEP deux types de réseaux sont possible :

✚ Les réseaux ramifiés

✚ Les réseaux maillés

❖ **Réseau ramifié**

C'est un réseau constitué par des ramifications successives à partir d'une conduite principale qui se divise en plusieurs conduites secondaires. Dans un tel réseau, l'écoulement s'effectue toujours dans le même sens : à partir du réservoir vers les extrémités.

➤ **Avantage**

Son avantage réside dans le fait que le sens d'écoulement est connu. Ce qui permet une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation.

➤ **Inconvénients**

Ce type de réseau n'offre ni sécurité d'alimentation, ni flexibilité (en cas de rupture ou de travaux d'entretien : un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval d'eau potable). Par ailleurs, il peut y avoir des chutes de pression aux heures de pointe dans certains secteurs.

❖ **Réseau maillé**

Ce type de réseau comporte des boucles (ou mailles) et des points auxquels aboutissent au moins.

➤ **Avantages**

Alimentation possible d'un tronçon par au moins deux canalisations, d'où une sécurité d'approvisionnement augmentation des capacités de transfert du réseau (à débit égal les pertes de charges diminuent).

➤ **Inconvénients**

- Connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau plus difficiles.
- Risque de stagnation de l'eau sur certains tronçons.
- Inversion possible du sens de circulation de l'eau (cas des compteurs de sectorisation).

Il peut être difficile d'identifier un tronçon causant des désordres (fuites, contamination).

Le calcul d'un réseau de distribution d'eau potable est relativement simple, lorsque le réseau est ramifié. Dès lors qu'il est maillé, le calcul manuel devient complexe sinon impossible pour les villes de taille moyenne, et le recours au logiciel de modélisation devient nécessaire.

Après analyse de ces deux types de réseau nous proposons le réseau de type ramifié.

Ce type de réseau est plus adapté en milieu rural, plus économique et plus facile à

entretenir.

V.5.2 Dimensionnement du réseau de distribution

Le réseau de distribution d'eau potable est l'ensemble des canalisations et accessoires interconnectés permettant l'acheminement de l'eau du château d'eau aux consommateurs ou à un point collectif de distribution.

Le réseau est alimenté de façon gravitaire à partir du réservoir, ainsi pour la suite nous convenons de dimensionner deux (02) types de conduites à savoir la conduite principale qui amène l'eau dans les zones de consommation (généralement pas de branchement) et les conduites de distribution (ou secondaires). Le réservoir est placé à une altitude élevée afin de réduire le coût de réalisation et d'assurer une bonne pression minimale de service.

❖ Détermination des diamètres théoriques

La première approche pour dimensionner les canalisations d'un réseau à créer est de rechercher le diamètre qui transitera le débit demandé avec une vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

$$\mathbf{D_{th} (m)} = \sqrt{4 * \frac{Q (m^3/s)}{\pi * V}}$$

Le diamètre théorique de la conduite principale est estimé à $D_{th} = 0.093 \text{ m}$. Alors la conduite principale est de type PVC PN10:

- Diamètre nominale DN 110 mm
- Diamètre intérieur $D_{int} = 99.4 \text{ mm}$

Le tableau XV donne le récapitulatif des diamètres choisis

Tableau XV: Diamètre des conduites du réseau de distribution

TRONÇON	DEBIT (l/s)	Dth (mm)	DN (mm)	VITESSE (l/s)
R_1	6,72	92	110	0,87
1_9	1,80	48	63	0,71
9_10	0,40	23	63	0,16
10_BP3	0,40	23	63	0,16
10_BP2	0,40	23	63	0,16
9_11	1,00	36	63	0,39
11_BF7	0,50	25	63	0,20
11_BF8	0,50	25	63	0,20
1_2	3,60	68	75	1,00
2_BF1	0,50	25	63	0,20
2_3	2,50	56	63	0,98
3_BP4	0,40	23	63	0,16
3_4	2,30	54	63	0,90
4_5	1,50	44	63	0,59
5_BF2	0,50	25	63	0,20
5_6	1,00	36	63	0,39
6_BF3	0,50	25	63	0,20
6_BF4	0,50	25	63	0,20
4_7	1,20	39	63	0,47
7_BF5	0,50	25	63	0,20
7_8	0,70	30	63	0,39
8_BP1	0,40	23	63	0,20
8_BF6	0,50	25	63	0,20

Après le dimensionnement nous avons eu des tronçons dont les vitesses d'écoulement ne respectent pas les conditions de vitesses, ($0,30 < \text{vitesse} < 1,50 \text{ m/s}$). Après analyses des résultats trouvés cela est dû au diamètre théorique calculé qui est très faible. **Par conséquent une maintenance particulière sera menée à ces différents tronçon lors des contrôles.**

❖ Déterminations des pertes de charges

Pour le calcul des pertes de charges au niveau des différents tronçons nous avons utilisé la formule de Manning (**Voir Annexe III**).

❖ Dimensionnement des BF

Les bornes fontaines seront à deux (2) robinets de puisage selon le modèle couramment exécuté dans le cadre des mini-AEP. Les critères d'attribution d'une borne fontaine sont :

- 500 habitants /borne fontaine sera adopté afin de minimiser le temps d'attente au niveau des bornes fontaines.
- Distance de parcours 200 à 500 m ;
- Mobilisation de la contribution financière à hauteur de 250.000 FCFA des populations pour une borne fontaine ;

Le nombre de bornes fontaines à l'horizon du projet est donné par la relation suivante :

$$\text{NBF} = \frac{\text{pop } 234}{500}$$

Ainsi à l'horizon du projet, 8 bornes fontaines sont à installer et 4 branchements sociaux et un abreuvoir.

❖ Condition de vitesse et de pression

La vitesse d'écoulement doit être comprise entre des valeurs minimales (U_{min}) et maximales (U_{max}). En effet :

- U_{min} permet de garantir l'auto curage de la conduite, donc d'éviter des dépôts. Elle est de l'ordre de 0.3m/s.
- U_{max} est liée à l'érosion du matériau de revêtement de la conduite et est une des données dite constructeur. Pour les PVC, U_{max} (m/s) \approx 1,00 à 1,20 Quant à la pression de service, elle doit être déterminée pour assurer un prélèvement sans effort particulier et pendant une durée acceptable. Cela passe par l'adoption d'un minimum de pression de service à tous les nœuds et en situation de pointe.

V.6 DETERMINATION DU DEBIT DES ROBINETS BF ET BP

Les BF constituent les ouvrages de desserte. Les normes prescrivent par le Programme Sectoriel en Eau Hygiène et Assainissement (PROSEHA) qu'une BF alimente 500 habitants dans un rayon de 500m. Le débit à fournir à la BF peut être calculé par la formule ci-dessous :

$$\text{QBF(l/s)} = (C_s * 500) / (3600 * T_{BF})$$

$$\text{QBF} = 0.23 \text{ l/s}$$

- ✓ Le type de borne fontaine retenu est le modèle à deux (2) robinet avec un débit de 0,5 l/s qui est le débit standard. Chaque borne fontaine comportera un robinet de 0,30 l/s pour le remplissage des gros récipients et l'autre de 0,20 l/s pour les seaux et les petits récipients.

Pour les branchements sociaux (il s'agit d'une école ; d'une Medersa, d'un CEG et un CSI).

- ✓ Le débit au niveau du branchement dans les écoles sera de :

$QBP = (C_s * 150) / (3600 * T_{dist})$ avec $C_s = 5l/j/élève$ et par hypothèse nous prendrons 150 élèves par école.

Nous proposons pour ce cas le modèle à un seul robinet avec un débit minimal de 0.017l/s.

- ✓ Le débit au niveau du branchement dans le CSI (centre sanitaire intégré).

$QBP = (C_s * 75) / (3600 * T_{dist})$ avec $C_s = 200l/j/lit$

Nombre de patients= par hypothèse 2% de la population.

Nous proposons pour ce cas le modèle à un seul robinet avec un débit minimal de **0.35l/s**

- ✓ Pour l'abreuvoir nous proposons un débit de 0,85l/s.

Pour le débit de dimensionnement nous avons considéré le cas où il y a prélèvement simultané à tous les points de consommations, soit :

$$Q_{dist} = \text{nombre BF} * Q_{BF} + \text{nombre BP} * Q_{BP} + Q_{AB}$$

Avec Q_{BF} : débit d'une borne fontaine

Q_{BP} : débit d'un branchement particulier

Q_{AB} : débit d'un abreuvoir

Le débit de pointe horaire (Q_{ph}) sera le débit de dimensionnement qui est aussi le débit de distribution. Pour le dimensionnement le débit des bornes fontaines sera égale au débit de branchements sociaux. Ainsi les tronçons qui alimentent ces branchements sociaux serviront en cas d'extension du réseau ou en cas de branchements privés.

$$Q_{dist} = (8 * 0.5) + (4 * 0.5) + 0.85$$

$$Q_{ph} = Q_{dist} = 6,85 \text{ l/s}$$

❖ Procédures de dimensionnement du réseau

- 1- Détermination des débits de dimensionnement des tronçons constitutifs du réseau

Nous avons déterminé les débits de dimensionnement des tronçons à travers le plan de masse du réseau.

- 2- Calcul du diamètre théorique D_{th} .

$$D_{th} = \sqrt{\frac{4 * Q}{V * \pi}} \quad \text{avec } V = 1 \text{ m par seconde}$$

- 3- Calcul des Zmine exigé par chaque nœud. Zmine pour chaque nœud = $ZTN + \sum_X^R pdc + Pmine$. On retiendra la Zmine Max de tous les Zmine comme Zmine (cote radier) du réservoir. Pour cette Zmine, on vérifiera la hauteur du réservoir par rapport : si trop haut cela veut que les pdc sont élevées, les diamètres des conduites sont faible. Suivre le circuit qui a imposé Zmine et augmenter les diamètres.
- 4- La Zmine max étant retenue on recalcule les pressions (P en X (m) pour Max des Zmine) qui seraient observées aux différents nœuds si le plan d'eau dans le réservoir est à la cote Zmine Max.
- 5- On calcule les vitesses pour s'assurer que les écoulements se font avec des vitesses comprises 0,30m/s et 1,20 à 1,50m/s.

Pression en X = Zmine – (somme des pdc depuis R jusqu'au pont X) – cote TN en X

Pen X ≥ Pmin de Service

Une enceinte est construite autour du forage pour en assurer la protection. Cette enceinte permet la protection des appareils constitutifs de la tête de forage, de quantifier la pression et de vérifier la qualité de l'eau du forage. Les appareils sont : Ventouse, Piège à sable, Tube pour suivi de niveau, Compteur, Pressostat, Clapet de retenu, Robinet-vanne isolement et Manomètre.

❖ Ventouses

Les ventouses sont des pièces qui sont installées sur les conduites permettant de chasser l'air de celles-ci, ou à en faire entrer. Elles sont placées au niveau des points hauts du réseau. Elles sont généralement abritées dans un regard muni d'une dalle de couverture. Sur notre réseau la ventouse sera placée à la cote **231,72m**.

❖ Vidange

L'ouvrage de vidange est celui par lequel, le réseau de distribution peut se vider de son eau. On vide le réseau en cas de nettoyage à la suite d'un entretien ou d'une réparation. Il se compose d'un regard en agglos pleins en forme d'un bec, d'une vanne en fonte et d'une conduite de décharge

❖ Vannes de sectionnement

Le sectionnement consiste à isoler des parties du réseau à des fins d'entretien ou de réparations. Cela se fait au moyen de vannes. Ces vannes de sectionnement seront aussi installées sur le réseau.

❖ Puisards

C'est l'ouvrage d'assainissement de la BF. C'est une fosse stabilisée dans sa partie supérieure par des agglos pleines, pour recevoir la dalle de couverture. Il est raccordé par une conduite PVC (enterrée) à la plateforme de la BF et en draine les eaux perdues collectées par les rigoles de bordures. Il est rempli de moellons qui assurent le prétraitement des eaux perdues.

❖ La pose des conduites

Des dispositions doivent être observées dans la mise en place des conduites. Elles sont en fonctions des prescriptions techniques du projet mais également des règles de l'art. La relation permettant de déterminer la profondeur (ou hauteur) et la largeur des fouilles est la suivante :

- $H \geq 0,8m + DN (m)$: Profondeur exprimée en m ;
- $L \geq 0,4m + DN (m)$: Largeur de la fouille (m).

V.7 Dimensionnement des installations électriques

❖ Dimensionnement du groupe électrogène

Le groupe électrogène doit supporter l'intensité du courant de démarrage de l'électropompe, $I_d/I_N \geq 4$. La puissance au démarrage du groupe thermique d'une façon simpliste se définit comme telle :

$$S_d = \frac{U * I_d * \sqrt{3}}{1000} \quad \text{Avec } I_d: \text{ Intensité de démarrage (A) } I_d = I_N * 4 = 41.6A$$

$$U : \text{ Tension en V ; } U = 400V$$

$$S_d = 28.40 \text{ kVA}$$

Mais pour éviter des surcoûts, ce facteur peut être réduire à 3 ou à 2,2 si des dispositifs spéciaux de démarrage sont utilisés comme les Altivar ou Altistart ou autre démarreur électronique

$$I_d = I_N * 2.2 \quad I_d = 10.4 * 2.2 = 22.88A$$

$$S_d = 15.85 \text{ kVA}$$

Le choix du groupe électrogène dépendra de cette puissance apparente et des autres installations nécessitant une source. Alors nous proposons un groupe électrogène de 15KVA.

Tableau XVI Caractéristique technique du groupe électrogène

MOTEUR	CARACTERISTIQUES TECHNIQUES
Marque	PERKINS
Modèle	403A-15G
RPM	1500
Puissance prime(kVA)	16
Emergence standby puissance(ESP) kVA	13
HZ	50
Tension	400/230
Système de refroidissement	EAU

❖ **Dimensionnement du système solaire photovoltaïque**

Le générateur solaire est dimensionné pour alimenter sans surcharge tous les équipements électromécaniques (électropompe, éclairage, prise de courant, composants du coffret électrique etc.) sur le site du forage. Comme spécifié un peu plus haut, le temps de pompage avec la source d'énergie solaire est limité à huit (8) heures par jour. Il correspond au temps moyen d'ensoleillement dans la localité. Le besoin énergétique pour 8heures de pompage, soit 136m3/j se calcule ainsi

$$EJ = \frac{\rho * g * QJ * HMT}{3600 * Rond * Rmp} \quad \text{Ce qui implique}$$

$$E_{solaire} = \frac{Ch * Qj * H}{Rond * Rmp} \quad \text{avec}$$

Ch.: constante hydraulique = 2,725

Q: débit journalier (besoin en eau dans la journée) = 136m3 /j

μ : rendement général du groupe électropompe = 0,63

H : HMT (m)

❖ Puissance en crête du générateur photovoltaïque

La puissance en crête du générateur photovoltaïque est obtenue à l'aide de la formule suivante:

$$P_c = \frac{E_j}{R_g * E_i}$$

R_g : rendement du générateur photovoltaïque (R_g = 0,55)

E_i : rayonnement total journalier moyen en kW/m²/j (6.16 kW/m²/j au Niger en moyenne)

Résultats

Elément	Débit (m ³ /j)	HMT	R _p	R _m	R _{mp}	R _{ond}	E _{pj} (kW/j)	R _g	E _i (kWh/m ²)	P _c (kW _c)	P _c WC
Forage	136	65	0,7	0,9	0,63	0,9	42,49	0,55	6,16	12,54	12539,85

Nombre des panneaux solaires

Nous avons opté pour l'emploi des panneaux de 250 W et 24 V de dimensions 1675mm x1028mm x 45mm. Ce qui imposerait de mobiliser le nombre de panneaux suivant :

$$n = \frac{P_c}{\text{Puissance du Panneau choisie}} ; n=50$$

Alors Pour des raisons pratiques et de sécurité, on a opté pour 50panneaux de 250 W_c, de marque **Solar-kit**. Il s'agit de module photo voltaïque poly cristallin.

Type	Polycristallin
Dimensions (mm)	1675×1028×45mm
Poids (Kg)	19
Boîtier de jonction étanche	Oui
Diodes anti-retour (By-pass)	Oui
Garantie pièces et main d'oeuvre (Année de garantie)	1
Garantie à 90% de la puissance annoncée (Année de garantie)	25
Certification	 IEC 61215, EN-IEC 61730 & CE EUROTEST

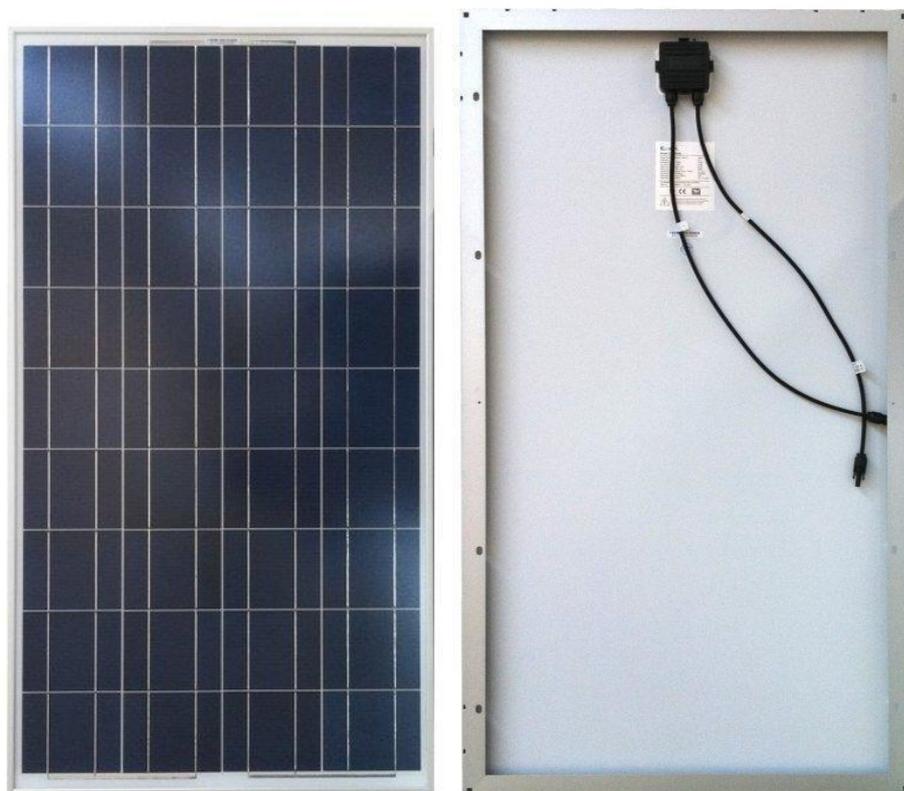


Figure 4: Images des modules PV 250Wc-24V

❖ Comparaison entre le Thermique (groupe électrogène) et l'énergie photovoltaïque

Tableau XVII: Comparaison entre le thermique et le solaire

SOURCE D'ENERGIE	AVANTAGE	INCONVENIENT
Thermique (Groupes électrogènes)	<ul style="list-style-type: none"> • Pompage au besoin • Débit de pompage important • Durée de vie faible 	<ul style="list-style-type: none"> • Maintenance et fonctionnement très coûteux • Exige un stock régulier en carburant
Solaire	<ul style="list-style-type: none"> • Peu de panne du système • Pas de charges récurrentes • Durée de vie importante 	<ul style="list-style-type: none"> • Pompage lié à l'ensoleillement • Coût élevé à la réalisation • Sensible aux aléas climatiques • Vol possible des panneaux

A travers ce tableau nous pouvons déduire qu'à l'horizon du projet l'énergie photovoltaïque offre plus d'avantage que le groupe électrogène tels que faible coût d'opération et peu de maintenance. **Alors pour des raisons économiques nous optons l'énergie photovoltaïque pour ce projet.**

V.8 STOCKAGE

V.8.1 Détermination de la capacité du réservoir

Pour jouer convenablement son rôle, le réservoir doit être de capacité suffisante. L'évolution de cette capacité est effectuée en tenant compte de la variation de la demande. D'après nos simulations nous avons fixé la durée quotidienne du pompage à 10 heures par jour. Alors pour la détermination du volume du réservoir nous allons utiliser la méthode forfaitaire indiquée dans le Tableau XVIII.

Tableau XVIII: Valeur forfaitaire pour le choix des réservoirs

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

(ZOUNGRANA ,2003)

Le volume journalier pour notre cas étant de $V_j = 136\text{m}^3$, et l'adduction étant assurée par l'énergie solaire, la durée du pompage est alors de 10heures/jour. Nous proposons comme capacité du réservoir de distribution la moitié de la consommation journalière moyenne. La capacité utile du réservoir C_u se calcule alors par :

$$C_u = 50\% * V_j$$

$$C_u = 50\% * 136 = 68\text{m}^3$$

Alors Nous estimons la capacité du réservoir à (50%) de la demande moyenne journalière, soit **70m³**.

V.8.2 Type de réservoir

Les réservoirs métalliques sont plus rependus en milieu rural ou semi-urbain pour les mini-AEP ou AEPS. Ils sont avantageux en termes coût relativement réduit, faibles charges de maintenance, résistant aux intempéries climatiques, facilité de mise en œuvre et de la fiabilité. Nous retenons dans ce projet un réservoir métallique de tôles en acier enrichies en carbone

- Le réservoir reposera à la côte radier **231,72m**.
- La capacité de réservoir retenue est de **70m³**.

V.8.3 Calcul du réservoir

Nous avons appliqué la norme française CODRES pour le dimensionnement de ce réservoir.

- ✚ Le fond du réservoir sera en acier, et posera sur une fondation spéciale composée d'une couche de forme de sable bitumineux elle-même reposant habituellement sur un remblai.
- ✚ La coque ou virole : c'est la partie cylindrique de l'enveloppe, mur cylindrique en tôle d'acier.

✚ Toit-couverture : partie supérieure de l'enveloppe. Il est de forme conique.

✚ Caractéristiques :

Nature : métallique en tôles enrichies en carbone pur nuance S320 de forme cylindrique ;

Volume : 70m³

Diamètre : 4m

Hauteur : 5,57m incluant une revanche de 30cm

Virole : cylindrique en tôle d'épaisseur 12 mm Fond : de forme convexe en tôle de 10 mm

Toit : conique autoportant en tôle d'épaisseur 8 mm avec trou d'homme de 600 mm muni d'une fermeture étanche et comportant une cheminée d'aération coudée en 3 et protégée par un grillage contre les insectes.

La cuve comportera les équipements suivants :

- Un piquage fonte en haut de la cuve pour l'alimentation,
- Un piquage sur le côté pour le trop plein avec une trompette d'entrée,
- Un piquage sur le fond pour la vidange équipé d'une vanne,
 - Un piquage en PVC sur le fond pour la distribution équipé d'une crépine, d'une vanne et d'un compteur,
- Une jauge à flotteur avec indicateur de niveau (câble inox)
- Une échelle intérieure à crinoline,
- Une échelle à l'extérieur partant de 0.40 m du sol.

V.8.4 Calcul de la côte minimale exploitable

❖ Détermination de la cote minimale du radier du réservoir de stockage :

L'emplacement du réservoir d'eau est gouverné par des critères topographiques et d'ordre social. En effet, il doit être calé à un point topographique (côte) qui domine l'ensemble des points de desserte du réseau. Ce qui permet de réduire non seulement la HMT (donc les coûts d'exploitation qui sont liés à l'énergie de pompage), mais aussi la classe de conduite d'adduction. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Z_R = Z + P_{\min} + \Delta H$$

Z : altitude

P_{min} : la pression minimale de service

ΔH : les pertes de charge entre le réservoir et ce point (Z_{min} max)

❖ Pression de service :

Pour une meilleure exploitation du système, cette pression doit être supérieure ou égale à 5mCE (pression de service recommandée par le Guide AEP en milieu Niger) en tout point de puisage et permettre à l'utilisateur de prélever de l'eau normalement

Pour ce qui concerne la distribution, l'implantation du réservoir d'eau devra assurer une desserte gravitaire en même temps, une pression minimale de service de 5 mCE au point le plus défavorisé (le plus haut ou le plus éloigné).

Au regard de toutes ces impositions portant sur le calage du réservoir d'eau, la côte TN la plus judicieuse est **221.14m**. Ce point localisé à la périphérie du village, hors de champs et lieux de culte, critères pour une bonne adhésion des populations au projet. Ainsi, la hauteur du radier correspond à la pression de service, augmentée de la différence des côtes et la somme des pertes de charges. La hauteur sous radier est alors **10 m**.

V.8.5 Proposition d'un système de traitement et contrôle de la qualité

La ressource en eau à utiliser pour l'AEPS est l'eau souterraine ; ces eaux sont généralement claires et limpides. Le traitement se fera essentiellement aux galets de chlore. Le chlore est adapté pour un traitement durable de l'eau et permet la désinfection des eaux qui présentent un aspect acceptable. En effet, le chlore est simple à utiliser et bon marché, faisant office de désinfectant et d'oxydant. On distingue deux types de galets de chlore : ceux de 200 g et de 500 g ; L'OMS recommande une valeur de chlore comprise entre 0,5 mg/l et 5 mg/l en tout temps et en tous points du réseau.

Quantité de galets à consommer pour 70 m³

Tableau XIX: Détermination de la quantité de galets de chlore

Volume réservoir (m ³)	Demande en chlore (mg/l)	Chlore libre (mg/l)	Chlore total nécessaire (mg/l)	Quantité pour 60m ³
70	0,5	1	1,5	1,5*70=105g

Les galets titrent à 90% ; le galet de 200g vaut 180g de chlore effectif, soit $0,9 \times 200$ g.

Pour 105g de galet de chlore nous avons $105 \times 0,9 = 94,5$ g. Pour assurer le traitement journalier 95g de galet de chlore sera retenu.

Alors le traitement mensuel sera effectif avec 15 galets de 200g.

V.9 MODE DE GESTION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Au Niger les principaux modes de gestion du service de l'eau sont :

- ❖ Milieu urbain : la SPEN, Société d'Etat, délègue l'exploitation et le financement partiel du service à la SEEN, société de droit privé ;
- ❖ Milieu rural : la commune, maître d'ouvrage, délègue le service à des petits opérateurs privés ou à des comités de gestion des points d'eau selon le type d'ouvrages. Les différents modes de gestion ici sont la gestion directe (Régie simple, gestion communautaire, Régie autonome) et la délégation (affermage, concession).

Le code de l'eau au Niger stipule que relativement à la gestion des systèmes d'approvisionnement en eau potable de type AEPS, mini-AEP et Postes d'eau autonomes ; l'Etat a clairement orienté son choix vers la délégation de service public de type affermage (Article 67). Il apparaît ici clairement que l'option envisagée par la politique nationale correspond mieux à ce projet. Le système qui sera mis en place sera une mini-AEP d'une complexité technique telle qu'il est impossible d'en laisser l'exploitation à des personnes ne disposant pas de l'expertise technique nécessaire à cette tâche. **Principe de la délégation de gestion par affermage :**

Le guide des services d'AEP définit comme suit les principes de la délégation de gestion par affermage :

- Le Maître d'Ouvrage est propriétaire des installations ;
- Le délégataire assure à ses risques et périls la gestion du système selon les termes du contrat signé avec la Commune ;
- Le délégataire est rémunéré directement sur les recettes qu'il perçoit auprès des usagers selon un tarif défini et révisable selon des conditions fixées dans le contrat. Il doit assurer, grâce aux recettes tirées de la vente de l'eau :
 - L'exploitation courante ;
 - L'entretien ;
 - Les réparations ; et le financement du renouvellement de certains petits équipements ou accessoires.
- Le contrat précise la part des recettes tirée de la vente d'eau qu'il collecte pour le compte de la Commune (Part Maître d'Ouvrage) et les conditions de son versement.

VI. ETUDE DU COUT DU PROJET ET DU PRIX DE REVIENT DE L'EAU

VI.1 CALCUL DU COUT DU PROJET

Les investissements à effectuer sur la base du devis quantitatif des travaux de réalisation de l'AEP s'élèvera à **79 823 826 FCFA TTC, (Voir Annexe IV)** Le récapitulatif est présenté dans le tableau XX.

Tableau XX: Récapitulatif du devis estimatif des installations

N°	RECAPITULATION	COUT(FCFA)
1	Installation de chantier - frais généraux	2.000.000
2	Fourniture et pose des équipements de production	6 200 000
3	Construction et équipement du réservoir	18 100 000
4	Fourniture et pose des équipements de distribution	6 297 310
5	Ouvrages annexes et prestations diverses	7 300 000
6	Source d'énergie	21 550 000
7	Equipement électromécanique	6 000 000
8	Formation & suivi	200 000
9	TOTAL	67 647 310
10	TVA (18%)	12 176 516
11	TOTAL TTC	79 823 826

VI.2 Calcul des annuités des amortissements des équipements du Réseau :

Ce sont des dépenses de renouvellement et de réhabilitation des équipements. Les dotations sont fixées en fonction de la performance de l'équipement et sur la base d'une décroissance de sa valeur dans le temps. Ainsi, l'amortissement annuel d'un actif est le rapport de son prix d'achat sur sa durée de vie théorique. Le tableau XXI représente les amortissements des différents équipements du réseau.

Tableau XXI: Amortissement des équipements

Amortissement(FCFA)				
Equipements	Durée théorique	Prix d'achat	Amortissement	
			1 an	15ans
Pompe	10	3 500 000	350000	48 300 000
Installation solaire	25	3 000 000	120000	
Canalisation PVC	10	20 000 000	2000000	
Réservoir	20	15 000 000	750000	
Total			3220000	

VI.3 Les charges d'exploitations

Elles seront prises égales à 0.5% du cout total du projet. Elles englobent : le salaire du personnel ; l'achat des pastilles de chlore ainsi que les frais d'entretien. Pour notre projet elles s'élèvent à **39 911 912 CFA**

VI.4 Volume d'eau à l'horizon du projet :

la production d'eau à l'échéance du projet est obtenue par le calcul suivant :

$$\text{Production (P)} = 136\text{m}^3/\text{jour} * 365 \text{ jours} * 15 = \mathbf{744\ 600\ m^3}$$

VI.5 Le prix de revient du m3

Le prix du mètre cube doit être fixé en fonction de leurs possibilités financières tout en permettant à l'exploitant de supporter les fonctionnements et un retour sur investissement à l'horizon du projet. Ainsi le prix du mètre cube d'eau est calculé à travers cette formule :

$$\text{Pr} = \frac{\mathbf{A+C+I}}{\mathbf{v}} \quad \text{Avec}$$

Pr : Prix de revient

A : Amortissement

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

C : Charge d'exploitation et d'entretien du système

I : Investissement

$$Pr = \frac{48\,300\,000 + 39\,911\,912 + 79\,823\,826}{744\,600}$$

$$Pr = 225,67 \text{ FCFA/m}^3$$

Pour une bonne gestion des infrastructures et du réseau le coût du mètre cube
d'eau potable sera approximativement égal à
300FCFA.

VII. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

La présente étude qui tient lieu d'étude d'impact environnemental et social des travaux d'alimentation en eau potable du village du Tidani a fait ressortir un certain nombre d'impacts potentiels qui seront générés par la mise en œuvre du projet. Ces impacts sont résumés comme suit

Impacts négatifs

➤ **Impacts négatifs sur le sol :**

On observera une perturbation localisée des sols liée notamment aux activités de pose des tuyaux, de terrassement des aires de construction du réservoir, les locaux et de déplacements des véhicules dans les champs.

➤ **Impacts négatifs sur l'air :**

Le principal impact négatif sur l'air sera la pollution de l'atmosphère, pollution liée aux émissions de poussières et de gaz (CO, CO₂, HC, SO₂). Les sources sont notamment les résultats des émissions gazeuses provenant des engins et camions et des remaniements des sols lors de l'excavation et des déplacements des camions.

➤ **Impacts négatifs sur la faune :**

Il n'existe pas d'habitat faunique particulier au niveau des sites de construction des ouvrages d'adduction d'eau envisagés dans le cadre du présent projet. Toutefois, les petits animaux peuplant la zone peuvent être momentanément dérangés dans leur déplacement lors de l'ouverture des fouilles pour la pose des conduites. Il faut aussi craindre des risques de chute des animaux domestiques pâturant dans la zone.

➤ **Impacts négatifs sur le milieu humain :**

Les activités de terrassements et de déplacements des engins vont entraîner un soulèvement de poussière provoquant une augmentation de la concentration dans l'air ambiant à la traversée de ces villages et surtout au niveau des habitations voisines des sites de construction. Il est donc à craindre la naissance de maladies respiratoires pour les populations riveraines, mais aussi pour les ouvriers. Au nombre des impacts négatifs à l'exploitation sur les hommes il y'a les effets économiques sur le pouvoir d'achat des citoyens qui doivent payer le prix de l'eau.

Impacts positifs

Ce qui fait l'importance de ce projet, ce sont les impacts positifs sur les populations locales en particulier et sur le pays en général. On peut citer entre autres :

- La création d'emplois : les travaux de construction des bâtiments et de pose des tuyaux permettent la création d'emploi à travers le recrutement de la main d'œuvre locale ;
- La promotion de l'accès à l'eau potable aux populations rurales longtemps meurtries par les problèmes de mobilisation de l'eau de consommation domestique ;
- L'amélioration de la santé humaine et du bien-être des populations.

CONCLUSION

Au sortir de cette étude, il apparaît que l'approvisionnement en eau potable dans le village de Tidani est un véritable problème qui mérite que l'on y accorde une attention particulière. En effet, l'analyse des points d'eau existants a montré que la principale ressource en eau du village est fournie par une PMH. Cette présente étude pour réalisation d'une adduction en Eau Potable Simplifié (AEPS) du village de Tidani de dans la commune rurale de Filingué est menée afin de permettre l'accès à l'eau potable à la population. Ce qui va alors contribuer à l'amélioration de la qualité de vie des habitants de ce village. L'évaluation du coût de réalisation des travaux seraient de 79 823 826.TTC. L'eau sera vendue à 300F CFA/m³ et le système serait mieux géré sous un contrat d'affermage. Tout cela sans oublier un intérêt particulier pour le traitement de l'eau et la gestion des ouvrages qui seront mis en place.

Pour la survie, il appartiendra aux bénéficiaires de s'impliquer dans sa gestion en accompagnant le gestionnaire dans le suivi, le contrôle et l'entretien du réseau afin d'assurer sa pérennité.

RECOMMANDATIONS

Dans le but d'assurer la pérennité des ouvrages à mettre en place plusieurs dispositions doivent être prises. Ce sont entre autres :

- Des campagnes de sensibilisation avant, pendant et après la réalisation du projet pour que le maximum d'utilisateurs comprennent les raisons de la vente d'eau au niveau de l'AEPS.
- Implication des élus locaux dans les questions d'eau ;
- Un suivi rigoureux de la maintenance et du contrôle des ouvrages (étanchéité, des vannes, des robinetteries etc..)
- Un meilleur suivi des prix fixés par les revendeurs d'eau ;
- Veillez sur le bon fonctionnement des modules photovoltaïque à travers le nettoyage.

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ Denis ZOUNGRANA. « Cours d'approvisionnement en Eau potable », 2003.

- ❖ Direction générale de l'hydraulique. « Guide des services d'alimentation en eau potable dans le domaine de l'hydraulique rurale au Niger ». Ministère de l'hydraulique et de l'assainissement, 2010.

- ❖ Direction nationale de l'eau et de l'assainissement. « Conception des réseaux d'adduction et des réseaux de distribution d'eau potable ». République d'Haïti, 11 Octobre 2012.

- ❖ Dr Lawani A. MOUNIROU. « Essentiel de dimensionnement de pompe et stations de pompage », 2018.

- ❖ Ministère. « Projet d'Appui à l'Agriculture Sensible aux Risques Climatiques (PASEC) ». HC3N, janvier 2016.

- ❖ Ministère de l'hydraulique et de l'assainissement. « Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable ». République du Niger, 2011.

- ❖ Ministère de l'hydraulique et de l'assainissement. « Programme Sectoriel Eau Hygiène et Assainissement ». République du Niger, 2016.

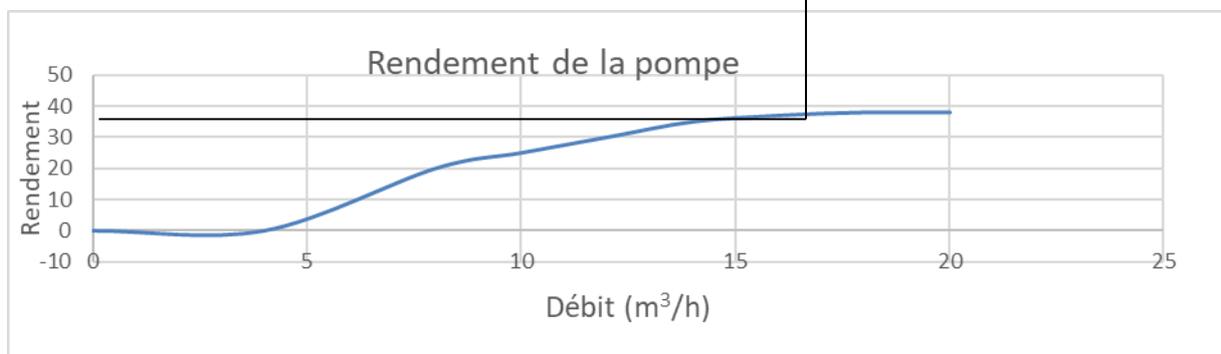
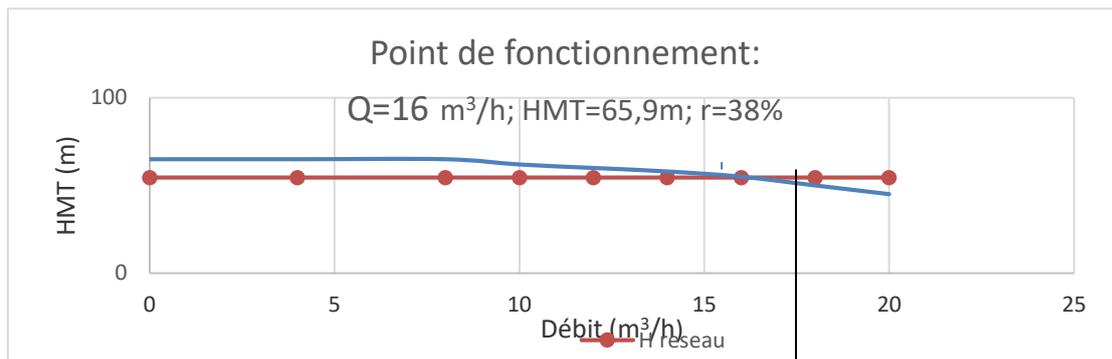
- ❖ Roland O. YONABA. « Calcul des Ouvrages constitutifs des réseaux d'AEP », 2015.

ANNEXES

Annexe I: Point de fonctionnement.....	53
Annexe II : Protection de la conduite de refoulement.....	54
Annexe III: Dimensionnement du réseau.....	55
Annexe IV : Devis estimatif des installations.....	57
Annexe V: Plan type Coupe technique forage en zone sédimentaire.....	61
Annexe VI: Plan de masse du réseau.....	62
Annexe VII. : Carnet des nœuds.....	63
Annexe VIII :Plan de Ferrailage de la tête de forage.....	67

Annexe I: Point de fonctionnement

Débit (m ³ /h)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
HMT de la pompe(m)	90	90	90	89	88	84	80	74	68	60	52
perte de charge(m)	0	0,03	0,12	0,27	0,47	0,74	1,07	1,45	1,9	2,4	2,96
Hauteur géométrique(m)	64	64	64	64	64	64	64	64	64	64	64
HMT DU Reseau(m)	64	64,03	64,12	64,27	64,47	64,74	65,07	65,45	65,9	66,4	66,96



Annexe II : Protection de la conduite de refoulement

Calcul de la célérité (a) qui provoque le coup de bélier

Formule d'ALLIEVI :
$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \cdot \frac{D}{e}}}$$

Avec k = 33 et D le diamètre intérieur de la conduite de refoulement

K	33
D (m)	0,0814
e (m)	0,0043
a (m/s)	381,62

Calcul de la variation instantanée de la pression

$$\Delta h_0 = \frac{a \cdot V_0}{g}$$

Avec a : la célérité, V₀ : la vitesse d'écoulement et g : la pesanteur

a (m/s)	381,62
V ₀ (m/s)	0,64
g (m ² /s)	9,81
Δh ₀ (m)	24,90

Calcul de la pression maximale

$$P_{\max} = \text{HMT} + \Delta h_0$$

HMT (m)	65
Δh ₀ (m)	24,90
H max (m)	89,9

Choix de la Pression Nominale à adopter

$$89,90 \text{ m} \leq 100 \text{ m} \rightarrow H_{\max} \text{ (m)} \leq 10 \text{ Bars}$$

La pression normale de service de la conduite de refoulement sera de PN 10 soit 100 m

Vérification

Le rapport $\frac{H_{\max}}{H_{\text{ser}}} = \frac{89,9}{100} = 89,90 \% < 115\%$ (valeur limite).

Il n'y a donc pas de risque de coup de bélier sur la conduite de refoulement. Il n'est donc pas nécessaire d'installer un dispositif anti-bélier.

Annexe III: Dimensionnement du réseau

tronçon	longueur (m)	débit (l/s)	V(m/s)	Ks	Dth (mm)	Dn (mm)	D _{int} (mm)	j(m)
R_1	42,37	6,85	1	120	93	110	99,4	0,316
1_9	146,61	2,00	1	120	50	63	57	1,810
9_10	43,55	1,00	1	120	36	63	57	0,134
10_BP3	6,11	0,50	1	120	25	63	57	0,005
10_BP2	55,03	0,50	1	120	25	63	57	0,042
9_11	393,92	1,00	1	120	36	63	57	1,216
11_BF7	40,4	0,50	1	120	25	63	57	0,031
11_BF8	152,74	0,50	1	120	25	63	57	0,118
1_2	24,97	4,00	1	120	71	90	81,4	0,184
2_BF1	5,15	0,50	1	120	25	63	57	0,004
2_3	39,77	3,50	1	120	67	75	67,8	0,596
3_BP4	24,11	0,50	1	120	25	63	57	0,019
3_4	117,11	3,00	1	120	62	75	67,8	1,289
4_5	12,42	1,50	1	120	44	63	57	0,086
5_BF2	5,72	0,50	1	120	25	63	57	0,004
5_6	115,25	1,00	1	120	36	63	57	0,356
6_BF3	5,78	0,50	1	120	25	63	57	0,004
6_BF4	123,59	0,50	1	120	25	63	57	0,095
4_7	108,85	1,50	1	120	44	63	57	0,756
7_BF5	33,32	0,50	1	120	25	63	57	0,026
7_8	217,93	1,00	1	120	36	63	57	0,673
8_BP1	14,15	0,50	1	120	25	63	57	0,011
8_BF6	166,57	0,50	1	120	25	63	57	0,129

tronçon	jx-r (m)	Ztn aval	Pmin	Zmin imposé	Z mini exploit, choisit	P en X	Vitesse (m/s)
R_1	0,3	221,14	5	226,46	231,34	9,88	0,88
1_9	2,1	220,47	5	227,60	231,34	8,74	0,78
9_10	2,26	218,23	5	225,49	231,34	10,85	0,39
10_BP3	2,26	218,84	5	226,10	231,34	10,24	0,20
10_BP2	2,30	218,84	5	226,14	231,34	10,20	0,20
9_11	3,34	218,23	5	226,57	231,34	9,77	0,39
11_BF7	3,37	220,01	5	228,38	231,34	7,96	0,20
11_BF8	3,46	220,01	5	228,47	231,34	7,87	0,20
1_2	0,5	220,47	5	225,97	231,34	10,37	0,77
2_BF1	0,5	220,41	5	225,91	231,34	10,43	0,20
2_3	1,1	220,47	5	226,57	231,34	9,77	0,97
3_BP4	1,1	220,44	5	226,55	231,34	9,79	0,20
3_4	2,4	220,44	5	227,83	231,34	8,51	0,83
4_5	2,5	221,18	5	228,65	231,34	7,69	0,59
5_BF2	2,5	220,9	5	228,38	231,34	7,96	0,20
5_6	2,8	220,9	5	228,73	231,34	7,61	0,39
6_BF3	2,8	221,09	5	228,92	231,34	7,42	0,20
6_BF4	2,9	221,09	5	229,01	231,34	7,33	0,20
4_7	3,1	221,18	5	229,32	231,34	7,02	0,59
7_BF5	3,2	221,09	5	229,26	231,34	7,08	0,20
7_8	3,8	221,09	5	229,90	231,34	6,44	0,39
8_BP1	3,8	222,4	5	231,22	231,34	5,12	0,20
8_BF6	3,9	222,4	5	231,34	231,34	5,00	0,20

ZTN MIN	Cote minimale du radier	Z dynamique	Pdc	Hgeo	HMT
218,23	231,34	45	1.56	63.68	65,24

Annexe IV : Devis estimatif des installations

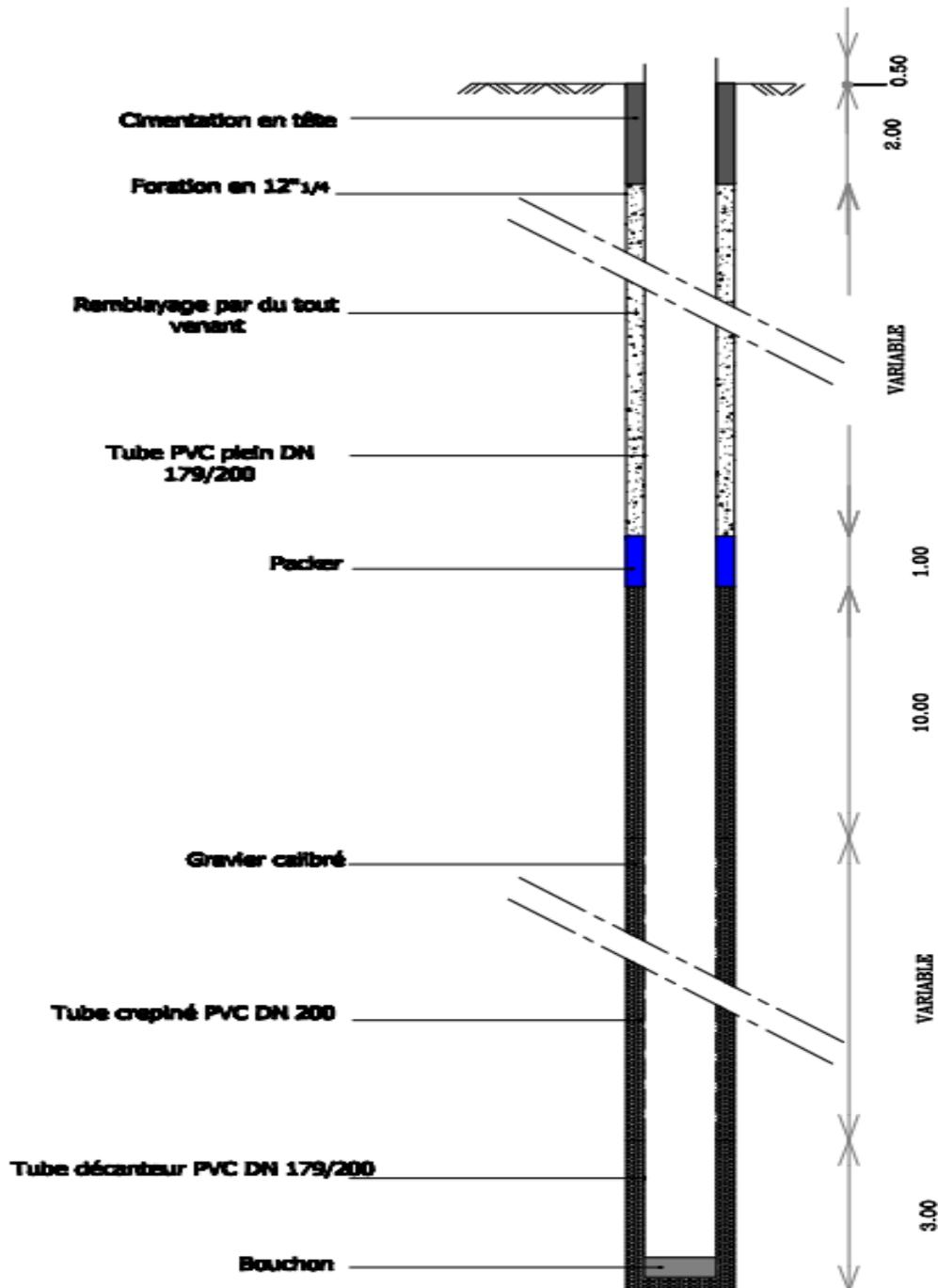
N°	DESIGNATIONS	U	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	MONTANT (F CFA)
I.	installation de chantier - frais généraux				
1	installation et repli du chantier		1	1 000 000	1 000 000
2	Etudes technique d'exécution		1	1 000 000	1 000 000
	TOTAL 1				2 000 000
II.	fourniture et pose des équipements de production				10 000 000
1	Exécution du forage		1	6 000 000	6 000 000
2	Construction de la tête de forage		1	2 000 000	2 000 000
	TOTAL 2				6 200 000
III.	construction et équipement du réservoir				
1	Aménagement de terrain, fourniture et pose de grillage de clôture, suivant plans		1	600 000	600 000
2	Etudes géotechniques pour fondation du château d'eau Etudes géotechniques pour fondation du château d'eau		1	1 000 000	1 000 000
3	Fourniture et pose d'un château		1		15 000 000

4	Construction d'un regard pour by-pass		1	300 000	300 000
5	Fourniture et pose d'un système de chloration (diffuse pastilles aux dérivés chlorés)		1		1 000 000
6	Raccordement aux réseaux de distribution et d'adduction en PVC par des pièces spéciales en fonte		1	200 000	200 000
	TOTAL 3				18 100 000
IV.	fourniture et pose des équipements de distribution				
1	Conduite de distribution PVC 63PN10	ml	1786,66	3 500	6 253 310
	Conduite de distribution PVC 75PN10	ml	24,97	4 000	99 880
2	conduite de distribution PVC 90 PN10	ml	42,37	9 000	381 330
	Ventouse DN 63	U	4	25 000	100 000
	Manomètre DN 160	U	2	20 000	40 000
	Clapet anti-retour DN 90	U	2	20 000	40 000
	Compteur DN 90	U	2	120 000	240 000
	Pressostat DN 90	U	2	22 000	44 000

	TOTAL 4				6 297 310
V.	ouvrages annexes et prestations diverses				6 000 000
1	Aménagement de terrain, construction d'un mur de clôture des locaux d'exploitation,	u	1	200 000	200 000
2	Construction des locaux équipements solaires suivant plans	u	1	1 000 000	1 000 000
3	Exécution et pose de borne de repérage pour les canalisations du réseau (distribution et refoulement)	u	10	10 000	100 000
	TOTAL 5				7 300 000
VI.	source d'énergie				
1	Structure pour générateur solaire PV conforme au descriptif et toutes sujétions	ENS	1	1 000 000	1 000 000
2	Module Solaire 250WC/24V	U	30	175 000	5 250 000
3	Régulateur de tension 45A /48V	U	3	100 000	300 000
4	Ensemble de Convertisseur Puissance de 20000VA-48V/400V Triphasé	ENS	1	15 000 000	15 000 000

5	TOTAL 6				21 550 000
	équipement électromécanique				
1	Fourniture, pose et raccordement d'un Coffret de commande et de protection conforme au descriptif et toutes sujétions	ENS	1	2 500 000	2 500 000
2	Fourniture, pose et raccordement d'un coffret étanche équipé de bornes de jonction pour le raccordement des câbles dans l'abri de la tête de forage, y compris toute sujétion	U	1	3 500 000	3 500 000
	TOTAL 7				6 000 000
VIII.	formation & suivi				
	Formation des responsables d'exploitation et leur suivi pendant la période de garantie		1	200 000	200 000
	TOTAL 8				200 000
TOTAL HT		67 647 310			
TVA (18%)		12176515,8			
TOTAL TTC		79 823 826			

Annexe V: Plan type Coupe technique forage en zone sédimentaire



Annexe VI: Plan de masse du réseau

Annexe VII. : Carnet des nœuds

Carnet des Nœuds				
Nœud		N°	Composantes	Quantité
		1	Coude 1/16 à 2E DN 75	1
		2	Robinet vanne DN 65	1
		3	Adaptateur à brides DN 75	1
N01		1	Té fonte à 3B DN 80/80/80	1
2	Robinet vanne DN 80	2		
3	Cône de réduction à 2B DN 80/60	1		
4	Adaptateur à brides DN 90	2		
5	Adaptateur à brides DN 63	1		

			65	
N04		1	Té fonte à 3B DN 60	1
		2	Cône de réduction à 2B DN 65/60	1
		3	Robinet vanne DN 60	2
		4	Adaptateur à brides DN 63	2
		5	Adaptateur à brides DN 75	1
		6	Bouchon DN 63	1
		7	Prise pour BF	1

		1	Coude PVC 1/8 à 2E DN 60	1
		2	Prise pour BF	1
N05			Dispositif de vidange DE 63	
N07				Dispositif de vidange DE 63

Annexe VIII :Plan de Ferrailage de la tête de forage