ETUDES D'AVANT-PROJET DETAILLE (APD) DU SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE MULTI-VILLAGES (AEP-MV) DE OUBRI-YAOGHIN ET DE BAGADOGO DANS LA COMMUNE DE ZINIARE, PROVINCE DE BASSITENGA, REGION DE OUBRI AU BURKINA FASO

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE MASTER

SPECIALITE : GENIE DE L'EAU, DE L'ASSAINISSEMENT ET DES AMENAGEMENTS HYDRO-AGRICOLES

Présenté et soutenu publiquement le 17 juillet 2026 Par

Inoussa SAWADOGO (n° d'inscription : 20240205)

Directeur de mémoire : Dr Lawani Adjadi MOUNIROU, Enseignant-Chercheur, Maître de Conférences (CAMES), Institut 2iE

Maître de stage : Ribou KABRE, Ingénieur du Génie-Rural, CETE.

Structure d'accueil du stage : CENTRAL OF ENGINEERING AND TECHNICAL EXPERTISE (CETE).

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr Angelbert Chabi BIAOU

Membres et correcteurs : M. Moussa OUEDRAOGO

M. Olivier COULIBALY

Promotion [2025-2026]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire :

- ✓ Au **Seigneur Tout-Puissant**, pour sa grâce infinie, sa guidance et son soutien constant tout au long de mon parcours.
- ✓ À ma très chère mère, feue **Fazi SAWADOGO/OUEDRAOGO**, dont l'amour, les sacrifices et la foi en moi ont été des lumières sur mon chemin. Vous nous avez quittés alors que nous avions le plus besoin de vous. Que votre âme repose en paix.
- ✓ À mon père, **Raogo SAWADOGO**, qui m'a donné l'opportunité d'accéder à l'éducation et de croire en mes capacités. Votre soutien a été le socle de mon ambition.
- ✓ À mon épouse bien-aimée, **Saoudatou SAWADOGO/OUEDRAOGO**, pour ton amour, ta patience, ta compréhension et ton accompagnement quotidien, qui ont rendu possible l'achèvement de ce travail.
- ✓ À mes enfants, **Djalil et Hasna SAWADOGO**, source de joie, d'inspiration et de motivation, vous êtes la lumière qui illumine ma vie et mes efforts.

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au soutien et à la collaboration de nombreuses personnes bienveillantes, à qui j'adresse ici ma profonde gratitude. Je tiens à remercier tout particulièrement :

- ✓ **L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE)** pour la qualité de la formation reçue. Je remercie sincèrement l'ensemble des professeurs, et plus particulièrement l'équipe pédagogique du département Génie de l'Eau, de l'Assainissement et des Aménagements Hydro-Agricoles (GEAAH), pour leur enseignement de grande qualité, leur patience et leur engagement à transmettre savoir et savoir-faire. C'est grâce à leurs conseils et à leur accompagnement que j'ai pu mener ce travail à terme ;
- ✓ **Dr Lawani Adjadi MOUNIROU**, mon encadreur interne, pour sa disponibilité, ses conseils éclairés et son suivi constant tout au long de la réalisation de ce mémoire. J'ai eu la chance de bénéficier de son savoir riche et de ses idées originales, innovantes et stimulantes, qui ont grandement enrichi ce travail ;
- ✓ **Monsieur Ribou KABRE**, Directeur Général de CETE, pour m'avoir offert l'opportunité de réaliser ce stage au sein de sa structure et qui est en même temps mon maître de stage, pour son encadrement attentif, son appui permanent et ses conseils précieux tout au long de la réalisation de ce mémoire ;
- ✓ **Mes camarades de promotion**, pour leur soutien, leur disponibilité et l'ambiance conviviale qui ont rendu ce parcours académique plus enrichissant. Leur solidarité et leurs encouragements ont été essentiels pour mener ce travail à son terme.

RESUME

La présente étude porte sur l'Avant-Projet Détaillé (APD) du système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-Villages (AEP-MV) des villages de Oubri-Yaoghin et de Bagadogo, situés dans la commune de Ziniaré, province du Bassitenga, région de Oubri au Burkina Faso. Malgré des taux théoriques d'accès à l'eau potable estimés à **75 %** pour Oubri-Yaoghin et **100 %** pour Bagadogo grâce aux Pompes à Motricité Humaine (PMH), les populations demeurent confrontées à d'importantes difficultés d'approvisionnement liées aux pannes fréquentes des ouvrages, à leur faible fonctionnalité et à leur mauvaise répartition spatiale. Cette situation compromet la continuité du service et limite l'accès durable à l'eau potable. L'objectif général de l'étude est donc de proposer un système d'AEP-MV capable de satisfaire durablement les besoins en eau potable des deux villages à l'horizon 2050. La méthodologie adoptée a combiné la recherche documentaire, les enquêtes de terrain, l'analyse de la situation existante, l'évaluation des besoins futurs en eau potable ainsi que les levés topographiques ayant permis de déterminer les sites d'implantation des futurs ouvrages. Le dimensionnement du réseau a été réalisé sous Excel à l'aide de la méthode de Hardy-Cross pour la partie maillée comportant deux mailles et d'une méthode simplifiée pour la partie ramifiée composée de dix ramifications. Les résultats ont ensuite été validés par simulation hydraulique avec le logiciel EPANET. À **l'horizon 2050**, la population desservie est estimée à **5 603 habitants** pour une demande journalière de pointe d'environ **200 m³/j**. Le système projeté comprend deux forages de **10 m³/h** chacun, un réservoir métallique de **100 m³** implanté à **12 m** de hauteur, un réseau de distribution de **11 590,10 m** en **PVC PN10** et un réseau d'adduction de **1 874 m en PEHD** PN16. Le réseau alimentera **321 branchements privés et institutionnels** ainsi que dix bornes fontaines. Les pressions obtenues varient de **7,99 à 24,30 m et les vitesses de 0,29 à 0,98 m/s**, conformes aux normes. Le système fonctionnera **12 heures** par jour grâce à une alimentation hybride composée d'un champ solaire de **18 kW** et d'un appoint de la **SONABEL**. Le coût global du projet est estimé à **341 852 443 FCFA TTC**.

Mots clés :

1. Bagadogo ;
2. Bassitenga ;
3. Oubri ;
4. Oubri-yaoghin ;
5. Ziniaré.

ABSTRACT

This study focuses on the Detailed Preliminary Design (DPD) of the Multi-Village **Drinking Water Supply (AEP-MV)** system for the villages of Oubri-Yaoghin and Bagadogo, located in the commune of Ziniaré, Bassitenga province, in the Oubri region of Burkina Faso. Despite theoretical access rates to drinking water estimated at **75%** for Oubri-Yaoghin and **100%** for Bagadogo thanks to Human-Powered Pumps (HPPs), the populations continue to face significant supply difficulties due to frequent breakdowns of facilities, their low functionality, and poor spatial distribution. This situation compromises service continuity and limits sustainable access to drinking water. The general objective of the study is therefore to propose an AEP-MV system capable of sustainably meeting the drinking water needs of the two villages by **2050**.The adopted methodology combined documentary research, field surveys, analysis of the existing situation, assessment of future drinking water needs, as well as topographical surveys that made it possible to determine the sites for the future facilities. The network sizing was carried out in Excel using the Hardy-Cross method for the meshed part comprising two loops and a simplified method for the branched part consisting of ten branches. The results were then validated by hydraulic simulation with the **EPANET** software. By **2050**, the population served is estimated at **5,603** inhabitants for a peak daily demand of **200** m³/day. The planned system includes two boreholes of **10 m³/h each**, a **100 m³** metal tank installed at a height of **12 m**, a distribution network of **11,590.10 m in PVC PN10**, and a supply network of **1,874 m in HDPE PN16**. The network will feed **321 private and institutional connections** as well as **ten public standpipes**. The pressures obtained range from **7.99 to 24.30 m and the velocities from 0.29 to 0.98 m/s**, in accordance with standards. The system will operate **12 hours per day** thanks to a hybrid supply comprising an **18kW** solar field and backup from **SONABEL**. The total cost of the project is estimated at **341,852,443 FCFA** including all taxes.

Keywords :

1. Bagadogo ;
2. Bassitenga ;
3. Oubri ;
4. Oubri-yaoghin ;
5. Ziniaré.

SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

AEP : Approvisionnement en Eau Potable

AEP-MV : Approvisionnement en Eau Potable Multi-Villages

AFDH : Approche Fondée sur les Droits Humains

APD : Avant-Projet Détaillé

APS : Avant-Projet Sommaire

BF : Borne-Fontaine

BP : Branchement Particulier

BNDT : Base Nationale de Données Topographiques

CPE : Centre de Production de l'Eau

DCE : Dossier de Consultation des Entreprises

DGEP : Direction Générale de l'Eau Potable

DN : Diamètre Nominal

HMT : Hauteur Manométrique Totale

INSD : Institut National de la Statistique et de la Démographie

MAERAH : Ministère de l'Agriculture, de l'Eau et des Ressources Animales et Halieutiques

DRAERAH : Direction Régionale de l'Agriculture, de l'Eau et des Ressources Animales et Halieutiques

ODD : Objectifs de Développement Durable

OMS : Organisation Mondiale de la Santé

PEHD : Polyéthylène Haute Densité

PGES : Plan de Gestion Environnemental et Social

PEA : Poste d'Eau Autonome

PMH : Pompe à Motricité Humaine

PN : Pression Nominale

PN-AEP : Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable

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

SONABEL : Société Nationale Burkinabé d'Électricité

UNICEF : Fonds des Nations Unies pour l'Enfance

CETE : Central of Engineering and Technical Expertise

VRD : Voirie et Réseau Divers

TABLE DES MATIERES

DEDICACES ii
REMERCIEMENTS iii
RESUME iv
ABSTRACT v
SIGLES ET ABREVIATIONS vi
TABLE DES MATIERES vii
LISTE DES TABLEAUX x
LISTE DES FIGURES xi
FICHE TECHNIQUE xii
INTRODUCTION 1
I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE 3
I.1 Présentation de la structure d'accueil 3
I.2 Présentation de la zone d'étude 3
I.2.1 Localisation 3
I.2.2 Présentation du milieu physique de la zone d'étude 4
I.2.3 Caractéristiques socio-démographiques et socio-économiques 6
II. PRESENTATION DU PROJET 8
II.1 Contexte et justification 8
II.2 Objectifs de l'étude et résultats attendus 9
II.2.1 Objectif général 9
II.2.2 Objectifs spécifiques 9
II.2.3 Résultats attendus 10
III. MATERIEL ET METHODOLOGIE DE CONCEPTION 11
III.1 Matériel 11
III.2 Méthodologie de conception 11
III.2.1 Collecte de données 11
III.2.2 Visites et travaux de terrains 12
III.3 Hypothèses/données de base de conception 13
III.3.1 Horizon du projet 13
III.3.2 Population à l'horizon du projet 13
III.3.3 Consommation spécifique 13
III.3.4 Taux de desserte 14
III.3.5 Coefficients de variation 15

III.3.6 Rendement du réseau 16
III.3.7 Pression de service 16
III.3.8 Pertes de charge 16
III.4 Evaluation des besoins et débits de dimensionnement 17
III.4.1 Estimation des besoins journalier moyen domestiques 17
III.4.2 Estimation des besoins journalier non domestiques 18
III.4.3 Estimation des besoins journalier moyen en eau 19
III.4.4 Estimation des besoins journalier de pointe 19
III.4.5 Demande en eau du jour de pointe 19
III.4.6 Nombre de forages 19
III.4.7 Débit moyen horaire 20
III.4.8 Débit totale de distribution/débit de pointe horaire 21
III.5 Dimensionnement du réseau d'adduction 22
III.5.1 Diamètres des conduites d'adduction et vitesses d'écoulement 22
III.5.2 Hauteur manométrique totale HMT 24
III.5.3 Vérification du coup de bélier 24
III.6 Dimensionnement du réservoir/château d'eau 26
III.6.1 Capacité utile du réservoir 26
III.6.2 Dimensions du réservoir 27
III.6.3 Le choix du site pour l'emplacement du réservoir 28
III.6.4 Hauteur sous radier ou cote radier du réservoir 28
III.6.5 Traitement de l'eau 28
III.7 Dimensionnement du réseau de distribution 30
III.7.1 Choix du type de réseau 31
III.7.2 Tracé du réseau de distribution 31
III.7.3 Choix du mode de distribution 31
III.7.4 Débits théoriques de dimensionnement 32
III.7.5 Calcul des conduites de distribution 35
III.7.6 Calcul des vitesses réelles dans les conduites de distribution 36
III.7.7 Calcul des pressions aux nœuds 36
III.8 Dimensionnement de la station de pompage 37
III.8.1 Choix des pompes 37
III.8.2 Dimensionnement énergétique du système 37
III.9 Pose des conduites 42

III.10 Simulation sur EPANET 42
III.10.1 Présentation du logiciel EPANET 42
III.10.2 Modélisation du réseau avec EPANET 42
III.11 Etudes d'impacts environnementales et sociales 43
III.11.1 Cadre juridique et règlementaire 44
III.11.2 Phases et différentes activités du projet 45
III.11.3 Approche méthodologique de la NIES 46
III.12 Etude financière du projet 47
III.12.1 Estimation du coût global du projet 47
III.12.2 Estimation du prix de revient du mètre cube d'eau 47
IV. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE 51
IV.1 Diagnostic/Situation actuelle de l'AEP de la zone d'étude 51
IV.2 Estimation de la population 52
IV.3 Estimation des besoins en eau du projet 52
IV.4 Résultats du dimensionnement du réseau de distribution 54
IV.4.1 Résultats de dimensionnement de la partie maillée 55
IV.4.2 Résultats du dimensionnement de la partie ramifiée 56
IV.5 Résultats du dimensionnement du réservoir/château d'eau 57
IV.5.1 Capacité utile, dimensions et côte de calage du réservoir 57
IV.5.2 Traitement de l'eau 58
IV.5.3 Equipements du réservoir 59
IV.6 Disponibilités des ressources en eau 60
IV.7 Résultats du dimensionnement du réseau d'adduction 61
IV.7.1 Choix des conduites d'adduction et vitesse d'écoulement 61
IV.7.2 Hauteur Manométrique Totale (HMT) 63
IV.7.3 Choix des pompes 63
IV.7.4 Point de fonctionnement du système 64
IV.7.5 Vérification du coup de bélier 64
IV.8 Résultats du dimensionnement énergétique du système 65
IV.8.1 Résultats du dimensionnement de l'énergie solaire du système 65
IV.8.2 Résultats du dimensionnement de l'énergie électrique de la SONABEL du système 67
IV.9 Pose des conduites 68
IV.10 Résultats de la simulation du système sur EPANET 69
IV.11 Autres équipements de la distribution et infrastructures annexes du système 72

IV.11.1 Robinetterie 72
IV.11.2 Protection des réseaux 73
IV.11.3 Les ouvrages du génie Civil 74
IV.12 Mode de gestion 74
IV.13 Notice d'impact environnemental et social 75
IV.13.1 Identification des impacts par la matrice de Léopold 75
IV.13.2 Evaluation des impacts par la matrice de Fecteau 77
IV.13.3 Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) 78
IV.14 Etude financière du projet 79
IV.14.1 Coût global du projet 79
IV.14.2 Prix de revient du mètre cube d'eau 80
CONCLUSION 83
RECOMMANDATIONS 84
BIBLIOGRAPHIE 85
ANNEXES i

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: activités principales et secondaires de l'enquêter 7
Tableau 2: Consommations spécifiques planifiées par le PN-AEP 14
Tableau 3: capacité du réservoir en fonction du type d'adduction 27
Tableau 4 : Guide de calcul des charges d'exploitation 48
Tableau 5 : Estimation de la population à l'horizon du projet 52
Tableau 6 : Estimation des besoins en eau du projet 52
Tableau 7 : Résultat calcul de la côte de calage du réservoir 55
Tableau 8 : Résultats du dimensionnement de la partie maillée 55
Tableau 9 : Résultats du dimensionnement de la partie ramifiée 56
Tableau 10 : Récapitulatif des diamètres et longueurs des conduites de distribution 57
Tableau 11 : Résultats de dimensionnement du réservoir 57
Tableau 12 : Calcul du débit de la pompe doseuse 58
Tableau 13 : Calcul du volume de bac de préparation de la solution 58
Tableau 14 : Résultats de vérification du temps de contact et du temps de séjour 59
Tableau 15 : Débit d'adduction 60
Tableau 16 : Caractéristiques des forages 60
Tableau 17 : Choix de la conduite d'adduction du forage 1 au point de jonction P 62
Tableau 18 : Choix de la conduite d'adduction du forage 2 au point de jonction P 62
Tableau 19 : Choix de la conduite d'adduction du point de jonction P au château 62
Tableau 20 : Calculs des HMT 63
Tableau 21 : caractéristiques requises pour le choix des pompes 63
Tableau 22 : Résultats du choix des pompes et leurs caractéristiques 63
Tableau 23 : Vérification du coup de bélier 65

Tableau 24 : Résultats de dimensionnement du champ solaire 66
Tableau 25 : Caractéristiques techniques des onduleurs pour chaque forage 66
Tableau 26 : Estimation des charges de puissance de chaque électropompe 67
Tableau 27 : Caractéristiques des compteurs électriques pour les électropompes 67
Tableau 28 : Caractéristiques des transformateurs (MT/BT) du système 68
Tableau 29 : Dimensions des tranchées de pose des conduites de distributions 68
Tableau 30 : Dimensions des tranchées de pose des conduites de refoulement 69
Tableau 32 : Identification des impacts par la matrice de Léopold 76
Tableau 33 : Budget du PGES 79
Tableau 34 : Synthèse du devis estimatif global des travaux 80
Tableau 35 : résultats de calcul des amortissements annuels 80
Tableau 36 : Résultats de calcul des charges d'exploitation 81
Tableau 37 : Résultats de calcul du prix du mètre cube d'eau 81

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation de la zone d'étude 4
Figure 2 : Evolution de la pluviométrie au cours des 10 dernières campagnes agricoles 6
Figure 3 : Tracé du réseau de distribution 54
Figure 4 : Tracé du réseau d'adduction 61
Figure 5 : Point de fonctionnement du système AEP-MV 64
Figure 6 : Etat des pressions et des débits dans le réseau de distribution 69
Figure 7 : Etat des pressions et des vitesses dans le réseau de distribution 70
Figure 8 : Etat des pressions et débits dans le réseau de refoulement 70
Figure 9 : Etat des pressions et vitesses dans le réseau de refoulement 71
Figure 10 : Analyse des vitesses dans les conduites de distribution 71
Figure 11 : Analyse des pressions aux nœuds de distribution 72

FICHE TECHNIQUE

Localisation		
Villages	Oubri-yaoghin et Bagadogo	
Commune	Ziniaré	
Province	Bassitenga	
Région	Oubri	
Données socio-économiques		
Population en 2019 (habitants)	2 501	
Taux de croissance communal	2,64%	
Population en 2050 (habitants)	5 603	
Population desservie par l'AEP en 2050 (100%)	5 603	
Consommation spécifique BF (l/j/hbt)	20	
Consommation spécifique BP (l/j/hbt)	25	
Demande en eau du jour de pointe (m^3/j)	200	
Chateau d'eau		
Type	Métallique de forme cylindrique	
Volume (m^3)	100	
Hauteur sous radier (m)	12	
Adduction		
Type	Refoulement du forage au château	
Nature de conduite	PEHD PN 16	
Diamètre et Longueur	DN (mm)	Longueur ((m)
	125	950
	90	556
	90	368
	Total	1 874
Distribution		
Type de réseau	Mixte	
Matériau	PVC PN 10	
Diamètre et longueur	DN (mm)	Longueur (m)
	200	28,20
	140	29,70
	125	893,00
	110	1587,00
	90	3 442,00
	63	5 610,20
	Total	**11 590,10**
Forage		

Nombre de forage	2	
	Forage 1	Forage 2
Débit d'exploitation (m^3/h)	10	10
Niveau dynamique (m)	50	50
Pompe		
	Forage 1	Forage 2
Débit des pompes (m^3/h)	10	10
Hauteur manométrique totale (HMT) (m)	90	90
Type	Hybride	Hybride
Marque	Grundfos SP9-21	Grundfos SP9-21
Puissance nominale (kW)	4,936	4,936
Bornes-fontaines et branchements particuliers		
Nombre de bornes-fontaines	10	
Nombre de branchements particuliers	321	
Nombre de robinets par bornes-fontaines	3	
Débit d'un robinet (l/s)	0,25	
Energie		
Temps de pompage	12 h	
Panneaux photovoltaïques	Puissance de crête total de 18 kWc avec 40 modules de 450 Wc	
SONABEL	15+15 A ; 400/380V	
Aspect financier et mode de gestion		
Coût estimatif du projet (F CFA TTC)	341 852 443	
Prix de vente du m^3 (FCFA)	400	
Mode de gestion proposé	Affermage	

INTRODUCTION

L'eau potable constitue une ressource essentielle à la vie humaine, au bien-être des populations et au développement socio-économique. Pourtant, dans de nombreux pays africains, notamment en milieu rural, l'accès durable à cette ressource demeure un défi majeur en raison de l'insuffisance des infrastructures hydrauliques et des contraintes environnementales. Reconnu comme un droit fondamental par la communauté internationale, l'accès à l'eau potable est au cœur des Objectifs de Développement Durable, en particulier l'ODD6, qui vise à garantir un accès universel et équitable à l'eau potable et à l'assainissement à l'horizon 2030 et gérer les ressources en eau de façon durable (Mauritania, 2015).

Dans cette dynamique, le Burkina Faso s'est engagé à améliorer l'accès des populations à l'eau potable à travers la mise en œuvre de politiques et programmes sectoriels tels que la Politique Nationale de l'Eau (PNE), le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) (MEA, 2017) et le Programme National d'Assainissement des Eaux Usées et Excréta (PN-AEUE) (MEA, 2017). Malgré ces efforts, de nombreuses localités rurales continuent de faire face à des difficultés d'approvisionnement en eau potable qui sont dû à l'insuffisance et la défaillance de certaines infrastructures, des problèmes de maintenance, ainsi que les aléas climatiques, notamment l'irrégularité des précipitations qui accentuent ces difficultés et exposent les populations à des risques sanitaires importants.

Face à cette situation, la mise en place de système d'Adduction d'Eau Potable Multi-villages (AEP-MV) apparait comme une solution adaptée pour assurer un approvisionnement durable et sécurisé en eau potable dans les zones rurales. Toutefois, la réussite de tels systèmes repose sur la réalisation d'études techniques approfondies, notamment les études d'Avant-Projet Détaillé (APD), permettant de dimensionner adéquatement les ouvrages et de garantir leur viabilité à long terme.

Dès lors, la question fondamentale qui se pose est la suivante : comment concevoir un système d'alimentation en eau potable multi-villages capable de répondre de manière durable aux besoins actuels et futurs des populations concernées ?

C'est dans ce contexte que s'inscrit la présente étude intitulée : Etudes d'Avant-Projet Détaillé (APD) du système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-Villages (AEP-MV) de Oubri-yaoghin et de Bagadogo dans la commune de Ziniaré. Elle vise à proposer une solution

technique viable et durable, adaptée aux besoins en eau potable des populations de la zone à l'horizon 2050.

Le présent travail s'articulera autour de plusieurs axes, notamment le diagnostic de la situation actuelle, l'évaluation des besoins présents et futurs en eau potable de la population, le dimensionnement des ouvrages et équipements, une étude financière ainsi qu'une évaluation des impacts environnementaux et sociaux du projet. L'étude prévoit aussi la proposition d'un mode de gestion adaptée du système ainsi que des recommandations pour la bonne mise en œuvre et la gestion dudit projet.

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

I.1 Présentation de la structure d'accueil

Central of Engineering and Technical Expertise (CETE) est une société à responsabilité limitée, de droit Burkinabé opérant en qualité de bureau d'études, de conseils et d'expertise et d'exécution des travaux. CETE est un bureau d'études et d'ingénieur conseil qui intervient dans les secteurs de l'Eau, de l'Assainissement, des Aménagements hydro-agricoles de la construction et de la formation professionnelle. Il a été créé en 2021 et son siège social se trouve à Ouagadougou au Burkina Faso.

Le bureau intervient spécifiquement dans les domaines suivants :

- ✓ Hydraulique urbaine et rurale : alimentation en eau potable en zones urbaines et rurales, assainissement, drainage et hydrologie ;
- ✓ Aménagements hydro-agricoles ;
- ✓ Assistance au développement-appui institutionnel ;
- ✓ Génie Civil ;
- ✓ Formation professionnelle ;
- ✓ Études d'impact environnemental et social.

I.2 Présentation de la zone d'étude

I.2.1 Localisation

La zone d'étude couvre deux (02) villages qui seront desservis par le système AEP-MV ; Oubri-Yaoghin et Bagadogo, faisant partis des cinquante-trois (53) villages administratifs de la commune de Ziniaré. Cette commune relève de la province de Bassitenga, dans la région du Plateau Central, aujourd'hui appelée région de Oubri.

Les deux localités concernées sont voisines l'une de l'autre (moins d'un kilomètre) et Bagadogo étant localisé à l'Ouest d'Oubri-Yaoghin. La zone d'étude se trouve à environ 7 km de Ziniaré, chef-lieu de la commune, de la province et de la région, et à près de 35 km de Ouagadougou, la capitale du Burkina Faso. Les coordonnées géographiques UTM relevées au GPS au centre des villages sont les suivantes :

- ✓ Oubri-Yaoghin : X = 678 294,050 ; Y = 1 393 759,187 ;
- ✓ Bagadogo : X = 677 328,022 ; Y = 1 393 751,962.

Spécifiquement, la zone d'étude est délimitée :

- ✓ à l'Est par le village de Kuila, de la même commune ;
- ✓ à l'Ouest par le village de Kartenga de la même commune ;
- ✓ au Nord par le village de Parkuitenga de la même commune et par Gounghin, relevant de la commune de Dapélogo ;
- ✓ au Sud par les villages de Namassa et de Ouavoussé, de la même commune.

La carte suivante donne la localisation de la zone d'étude.

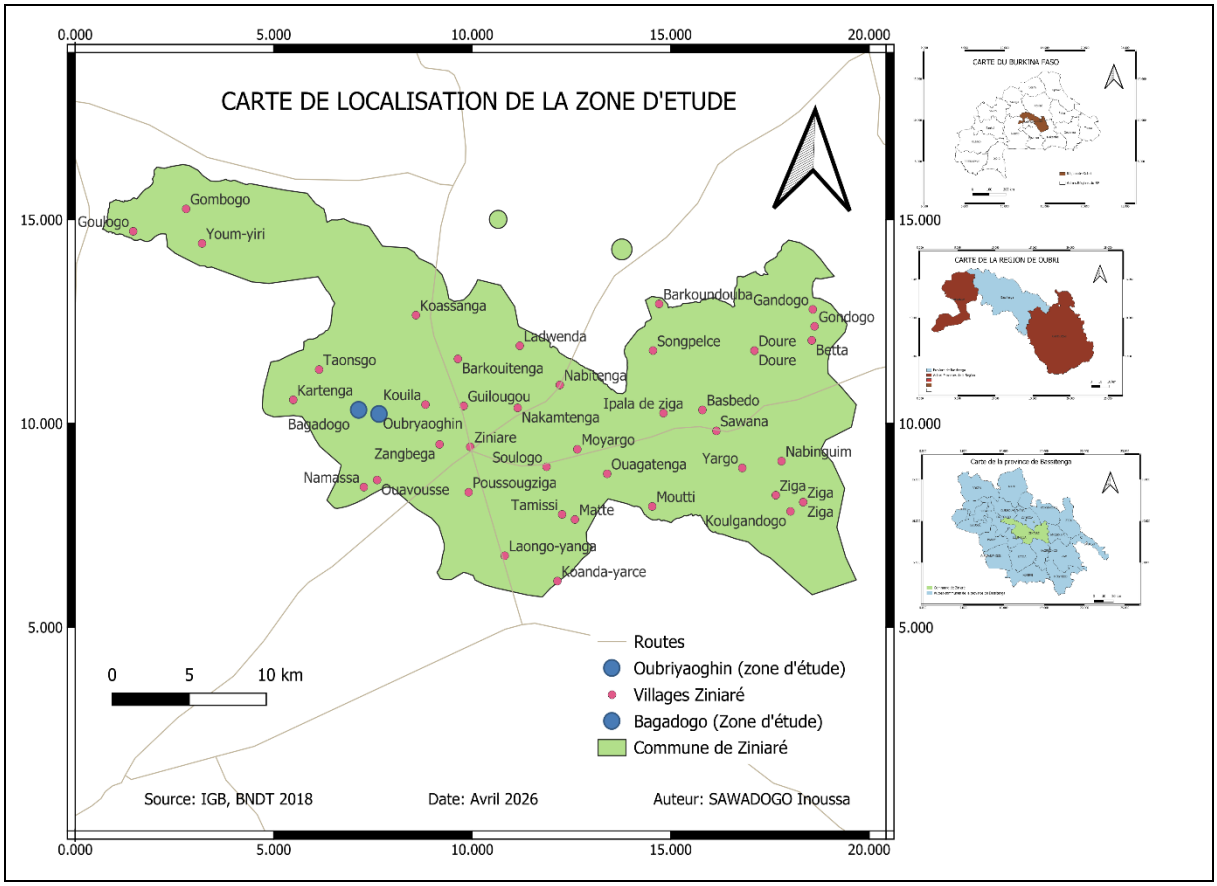


Figure 1 : Carte de localisation de la zone d'étude

I.2.2 **Présentation du milieu physique de la zone d'étude**

I.2.2.1 Relief et sols

A l'image du chef-lieu de la commune de Ziniaré, la zone d'étude est implantée sur une pénéplaine peu élevée aux pentes douces datant de l'Antébirimien ou Précambrien D, dont l'altitude varie entre 345 m et 285 m, comportant par endroits des alignements de collines cuirassées avec des sommets tabulaires ou arrondis. Parfois, ces collines sont réduites à de simples buttes, témoins aux sommets cuirassés (PCD, 2024).

En termes de sols, on y rencontre trois principaux types au niveau de la zone d'étude qui sont :

- ✓ Les sols peu évolués sur matériaux gravillonnaires (sol d'érosion d'apport) ;

- ✓ Les sols minéraux bruts ou lithosols constitués principalement de cuirasses ferrugineuses sur relief résiduel (lithosols sur cuirasse) ou d'affleurement de roches diverses non ou peu altérées (lithosols sur roches) ;
- ✓ Les sols hydromorphes (sur matériaux argilo-sableux).

Il est à retenir que tous ces types de sols sont vulnérables à l'érosion hydrique, éolienne, mais propices aux cultures pluviales tels que le mil, le sorgho, l'arachide et le niébé. Seuls les sols hydro morphes localisés au niveau des bas-fonds sont propices aux cultures de saison sèche et aux cultures irriguées (riz et produits maraîchers). (PCD, 2024)

I.2.2.2 Climat et pluviométrie

Les villages de Oubri-yaoghin et de Bagadogo sont situés dans la zone climatique soudano-sahélienne.

- ✓ **Climat et température**

La zone d'étude connaît un climat de type soudano sahélien marqué par une longue saison sèche (octobre à mai) dominée par un vent d'harmatan et une courte saison des pluies (juin à septembre). Elle est dominée par les vents de mousson. Les températures moyennes de ces dernières années sont estimées à 28,50°C avec des minima moyens et absolus de 16°C en décembre et en janvier et des maxima moyens et absolus de 39°C en mars et en avril. L'humidité relative moyenne de l'air est également fonction de la pluviométrie et de la variation des températures. Ainsi, le degré hygrométrique varie fortement au cours de l'année avec un taux maximal de 92% relevé en 2010 (Source : Direction Générale de la Météorologie, 2011). Quant à l'évapotranspiration, elle a atteint 60 mm, ce qui est considérable pour le maintien d'un climat modéré. (PCD, 2024)

- ✓ **Pluviométrie**

Dans l'ensemble de la zone d'étude, la pluviosité est irrégulière, insuffisante et mal répartie dans le temps et dans l'espace. Les pluies se caractérisent par une grande fréquence des averses. La moyenne des précipitations au cours de cette dernière décennie est de 849.6 mm en un nombre moyen annuel de 55 jours. Le graphique ci-après donne l'évolution de la pluviométrie et du nombre de jours de pluie des 10 dernières campagnes agricoles (PCD, 2024).

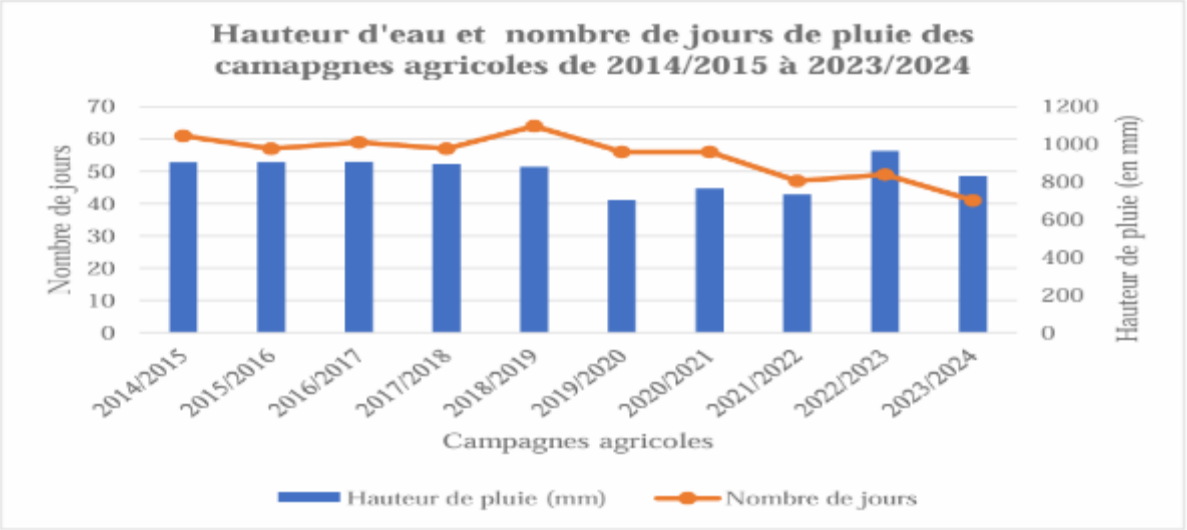


Figure 2 : Evolution de la pluviométrie au cours des 10 dernières campagnes agricoles

I.2.2.3 Flore

La zone d'étude se distingue par un couvert végétal globalement peu important à dominante agro forestière. Il s'agit de territoires, alliant agriculture et foresterie, constitués principalement d'espèces utilitaires (karité et néré) et de quelques espèces fruitières. Les herbacées sont constituées entre autres de Loudetia togoensis, schoenefeldia gracilis, Eragrostis tremula, Pennisetum pedicellatum, Microchloa indica, Cassia obtusifolia, Dactyloctenium aegyptium, Zornia glochidiata, Alysicarpus ovalifolius, Wissadula amplissima, Andropogon gayanus, Andropogon pseudapricus, Leptadenia hastata (PCD, 2024).

I.2.2.4 Faune

Les ressources fauniques naturelles de la zone d'étude révèlent une grande pauvreté des espèces, en diversité mais surtout en effectifs, en raison de la très grande pression anthropique, le braconnage et la forte dégradation de l'habitat des animaux (la progression du front agricole au détriment des habitats de la faune, les feux de brousses, l'urbanisation, la pression animale, la coupe abusive du bois, le braconnage et l'absence de zones de conservation, etc.). La faune est composée de quelques espèces de petit gibier tels que les singes rouges, les lièvres, les mangoustes, les reptiles et quelques oiseaux (pintades, tourterelles, perroquets, pigeons francolins, étourneaux, éperviers, vautours des garde-bœufs, les perdrix) (PCD, 2024).

I.2.3 Caractéristiques socio-démographiques et socio-économiques

I.2.3.1 Aspects socio-démographiques

Selon les résultats du RGPH de 2019, la population des villages de Oubri-yaoghin et de Bagadogo est estimée respectivement à 1413 habitants avec 50,39% d'homme en 2019 et de

1088 habitants avec 52,11% d'homme (INSD, 2022). Cette population est à majorité constituée de jeunes. Avec le taux d'accroissement communal de 2,64%, cette population est respectivement estimée à 1696 et 1306 dont un total de 3002 habitants en 2026 (Socio-économique, 2025).

La structure par âge révèle une forte proportion de jeunes dans les deux localités. Les tranches d'âge de 0 à 14 ans, de 15 à 64 ans et 65 ans et plus représentent respectivement 40,34%, 55,20 % et de 4,46% de la population du village de Oubri-yaoghin et de 41,18%, 53,58 % et de 5,24% de la population du village de Bagadogo (INSD, 2022).

Sur le plan ethnique, la zone du projet est majoritairement dominée par l'ethnie mossi.

Sur le plan religieux, on note une coexistence pacifique entre les différentes religions. Les religions les plus pratiquées dans la zone du projet sont l'islam (44%) et le catholicisme (28%). La religion traditionnelle (animisme) tend à régresser au profit des religions dites révélées. Aucun conflit interreligieux n'a jamais été signalé dans la zone d'étude (Socio-économique, 2025). Enfin les enquêtes de terrain indiquent une taille moyenne des ménages d'environ 9 personnes, un chiffre nettement supérieur à celui rapporté par le RGPH 2019 (INSD, 2022).

I.2.3.2 Aspects socio-économiques

L'agriculture constitue la principale activité socio-économique des habitants de la zone du projet. Pour estimer la fréquence des activités au sein de la population, une enquête au niveau des ménages a été réalisée. L'enquête ménage réalisée dans le cadre de l'étude socio-économiques dudit projet a fait ressortir les activités principales et les activités secondaires, de même que la charge familiale (Socio-économique, 2025). Les résultats sont consignés dans le tableau1.

Tableau 1: activités principales et secondaires de l'enquêter

Activités	Principales activités		Activités secondaires			
	Agriculture	Autres	Élevage	Maraichage	Commerce	Autres
Total	95	00	37	42	10	6
Pourcentage	100%	00%	38,94%	44,21%	10,52%	6,31%

Source : (Socio-économique, 2025)

Aussi, il faut noter que la zone d'étude n'a pas encore bénéficié de lotissement, alors on y rencontre deux types d'habitats, semi-groupé et dispersé avec des maisons construites en banco amélioré et en matériaux définitifs selon l'enquête ménage réalisée (Socio-économique, 2025).

II. PRESENTATION DU PROJET

II.1 Contexte et justification

L'accès à l'eau potable constitue un enjeu majeur de santé publique, de dignité humaine et de développement durable. Malgré les efforts engagés par le Burkina Faso pour améliorer la desserte en eau potable en milieu rural à travers la réalisation de forages équipés de Pompes à Motricité Humaine (PMH), plusieurs localités continuent de faire face à des difficultés d'accès à l'eau potable liées aux pannes fréquentes des ouvrages, à l'insuffisance de maintenance et à la mauvaise répartition des infrastructures hydrauliques. Cette situation limite l'accès durable des populations à une eau potable de qualité et accentue les inégalités d'accès aux services d'eau.

Dans les localités de Oubri-yaoghin et de Bagadogo, la desserte en eau potable repose essentiellement sur des points d'eau modernes isolés notamment les Pompes à Motricité Humaine (PMH). A Oubri-yaoghin, le taux d'accès à l'eau potable est estimé à environ 75%. Le village dispose de dix (10) forages équipés de PMH et d'un Poste d'Eau Autonome (PEA), mais seuls trois (03) PMH et le PEA sont fonctionnels, soit un très faible taux de fonctionnalité d'environ 30% (Socio-économique, 2025). A Bagadogo, bien que le taux d'accès théorique soit estimé à 100%, le village ne dispose que quatre (04) PMH dont deux (02) sont actuellement fonctionnelles, soit un taux de fonctionnalité d'environ 50% (Socio-économique, 2025). Dans les deux villages, les ouvrages sont mal répartis dans l'espace, entrainant des difficultés d'accès, de longues distances à parcourir et une forte pression sur les rares points d'eau opérationnels.

Par ailleurs, les deux localités partagent la même infrastructure sanitaire, notamment le Centre de Santé et de Promotion Sociale (CSPS), qui ne dispose pas de point d'eau potable et dépend d'un forage communautaire éloigné à environ 3 Km (Socio-économique, 2025). Cette situation compromet les conditions d'hygiène et le fonctionnement des services sanitaire. Les femmes et les enfants, principalement chargés de la corvée d'eau, sont particulièrement affectés par ces contraintes.

Face à ces contraintes, l'Etat Burkinabè a engagé plusieurs des réformes importantes à travers la mise en œuvre de la Politique Nationale de l'Eau et du Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) (MEA, 2017), fondés sur l'Approche Fondée sur les Droits Humains (AFDH) (Nansi, 2015). Ces orientations stratégiques visent à garantir

un accès universel et équitable à l'eau potable à l'horizon 2030, en privilégiant des solutions structurantes, durables et adaptées aux réalités du milieu rural.

Dans ce contexte, les systèmes d'Adduction d'Eau Potable Multi-Villages (AEP-MV) apparaissent comme une alternative pertinente aux solutions traditionnelles. En permettant la mutualisation des ressources et des infrastructures. Ces systèmes offrent une meilleure sécurisation de l'approvisionnement, une amélioration de la qualité du service et une gestion plus durable des ouvrages.

Toutefois, la mise en œuvre d'un système d'AEP-MV soulève une question essentielle : comment concevoir un système d'approvisionnement en eau potable multi-villages capable de répondre efficacement, durablement et de manière équitable aux besoins actuels et futurs des populations de Oubri-yaoghin et de Bagadogo ?

C'est dans ce sens que le Bureau d'étude CENTRAL OF ENGINERING AND TECHNICAL EXPERTISE (CETE) a été chargé de réaliser les études d'Avant-Projet-Détaillée (APD) du système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-Villages (AEP-MV) de Oubri-yaoghin et de Bagadogo dans la commune de Ziniaré. La présente étude vise à analyser la situation existante, évaluer les besoins actuels et futurs en eau potable à l'horizon 2050 et proposer des solutions techniques adaptées pour améliorer durablement l'accès à l'eau potable des populations concernées.

II.2 Objectifs de l'étude et résultats attendus

II.2.1 Objectif général

L'objectif général de cette étude est de contribuer à l'amélioration durable du taux d'accès à l'eau potable des deux villages par la réalisation du système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-Villages (AEP-MV) de Oubri-yaoghin et de Bagadogo pour un horizon de 2050.

II.2.2 Objectifs spécifiques

Plus spécifiquement, il s'agira de :

- ✓ Faire un diagnostic du système actuel d'approvisionnement en eau potable de la localité en ressortant les forces et les faiblesses ;
- ✓ Proposer une conception et un dimensionnement du système d'AEP-MV viable jusqu'à 2 050 ;

- ✓ Faire une analyse financière comprenant l'estimation du coût global du projet ainsi que la détermination du prix du mètre cube d'eau, en vue d'évaluer sa viabilité économique.
- ✓ Elaborer une Notice d'Impacts Environnementaux et Sociaux (NIES) du projet ;

II.2.3 Résultats attendus

Au terme de cette étude, les résultats attendus sont :

- ✓ Un diagnostic du système actuel d'approvisionnement en eau potable de la localité en décelant les forces et les faiblesses est réalisé ;
- ✓ Une conception et un dimensionnement du système d'AEP-MV sont proposées ;
- ✓ Une Notice d'Impacts Environnementaux et Sociaux (NIES) assortie d'un Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) sont élaborées ;
- ✓ Une analyse financière complète est réalisée, comprenant l'estimation détaillée des coûts d'investissement et d'exploitation, ainsi que la détermination du prix prévisionnel du mètre cube d'eau, en vue d'apprécier la viabilité économique et la soutenabilité du projet à long terme.

III. MATERIEL ET METHODOLOGIE DE CONCEPTION

III.1 Matériel

Les matériels et les outils suivants ont été utilisés pour mener à bien l'étude sur le terrain :

- ✓ Les fiches d'enquête pour l'étude socio-économique ;
- ✓ Les appareils topographiques pour faire les levés topographiques de la zone d'étude en collaboration avec le bureau d'étude CETE.

Pour le traitement des données, les outils suivants ont été utilisés :

- ✓ Les logiciels de Système d'Information Géographique tels que QGIS, Google Earth, pour la cartographie de la zone d'étude ainsi que le tracé provisoire du réseau du système d'AEP ;
- ✓ Le logiciel Auto CAD 2019 pour l'élaboration des plans du réseau et les ouvrages annexes ;
- ✓ Le logiciel COVADIS 17.0 pour l'élaboration des profils en long du réseau ;
- ✓ Le pack office (Excel Word…) pour les calculs et la rédaction du mémoire.

III.2 Méthodologie de conception

Dans cette partie, nous allons décrire la méthodologie de collecte de données et de conception technique du système AEP-MV.

III.2.1 Collecte de données

III.2.1.1 Recherche documentaire

La recherche documentaire a consisté à consulter les différents documents existants et ayant un lien avec le thème de l'étude. Cette démarche a permis de consulter des documents sur la politique nationale de l'eau et sur la réalisation des ouvrages d'AEP et de s'inspirer des travaux existants en vue de l'enrichissement de l'étude, la rendant ainsi mieux structurée et adaptée au contexte local.

Ces documents sont essentiellement :

- ✓ Le programme national d'approvisionnement en eau potable (PN-AEP) qui a servi de base à l'élaboration et à la conduite de l'étude ;
- ✓ La législation encadrant l'accès des populations à l'eau potable au Burkina notamment le décret N° 2019-204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS du 13 mars 2019 ;

- ✓ Le rapport de l'étude socio-économique qui a permis de s'imprégner des réalités de la zone d'étude, des habitudes des populations mais aussi de s'assurer de l'adhésion de ces derniers au projet ;
- ✓ Les cours et anciens mémoires traitant des questions d'approvisionnement en eau potable.

III.2.1.2 Echantillonnage

Une sélection de ménage a été fait sur l'ensemble des sites enquêtés afin d'avoir un échantillon assez représentatif du nombre de ménage à enquêter. Sur la base du nombre total de ménage de la zone d'étude qui est de 263+213 = 476, la taille de l'échantillon a été déterminée en utilisant la méthode des chercheurs LUIS M. REA et Richard A. PARKER, selon la formule (1) :

$$\boldsymbol{n = \frac{Z_{\propto}^2 \times p(1-p) \times N}{Z_{\propto}^2 \times p(1-p) + (N-1) \times e^2}}$$	(1)

Avec :

$\boldsymbol{n}$: Taille d'échantillon minimale pour l'obtention de résultats significatifs pour un événement et un niveau de risque fixé

$\boldsymbol{N}$: est la taille de la population de la zone d'étude de l'année de référence (2026).

$\boldsymbol{Z_{\propto}}$: est la valeur associée à l'intervalle de confiance. Pour cette étude nous prendrons 1,96 qui est la valeur associée à un intervalle de confiance de 95% selon la distribution de la loi normale.

e : est la marge d'erreur. Nous considérerons 10% comme marge d'erreur

p : est la proportion attendue de ou des caractéristiques étudiées sur la population. Etant données que la présente collecte est multi critère nous prendrons la valeur de **p** qui maximise la taille de l'échantillon qui est 0,5.

A partir de la formule (1), la taille de l'échantillon de la zone d'étude est de 95 ménages.

III.2.2 Visites et travaux de terrains

Les visites terrains ont débuté d'abord par une prise de contact avec les Autorités Administratives, coutumières et les personnes ressources de la commune et des villages de la zone d'étude. Ensuite, les enquêtes auprès des ménages et des personnes ressources ainsi que des implantations sociales des différents points de distributions de l'eau (BF) et l'identification des zones interdites menées en collaboration avec les sociologues du bureau d'étude CETE. Egalement, des levés topographiques ont été effectués pour le tracé du réseau et l'identification

de la zone probable d'implantation du château d'eau. Enfin des procès-verbaux de cessions de terres ont été établis en ce qui concernent les portions des terres pour les BF et l'emplacement du château ainsi que les ouvrages annexes (locaux techniques, clôture, le support des panneaux photovoltaïques etc…).

III.3 Hypothèses/données de base de conception

III.3.1 Horizon du projet

Le système d'AEP-MV sera dimensionné conformément aux recommandations du guide des services d'Alimentation en Eau Potable en milieu rurale, à la durée de vie des éléments du système et à l'évolution de la demande en eau de la population de la zone d'étude. Dans ce projet, l'horizon retenu pour le dimensionnement du système c'est l'année 2050 avec une mise en exploitation effective du système AEP-MV en 2026 (soit une durée de 24 ans) conformément au TDR du projet et compte tenue de la durée de vie des ouvrages et l'évolution des besoins des populations.

III.3.2 Population à l'horizon du projet

La population de la zone d'étude à l'horizon du projet a été estimée sur la base du taux d'accroissement communal de la population selon la formule (2).

$\boldsymbol{P_n = P_0(1+\alpha)^n}$	(2)

Avec :

$\boldsymbol{P_n}$: Population à l'année à l'horizon du projet (2050) ;

$\boldsymbol{P_0}$: Population à l'année initiale (2026) ;

$\boldsymbol{\alpha}$: taux de croissance annuel de la population de la commune de Ziniaré α=2,64% ;

n : Durée de vie du projet équivalent à la différence entre l'horizon du projet et l'année initiale.

III.3.3 Consommation spécifique

La consommation spécifique représente le volume journalier d'eau minimale comme eau de boisson, de cuisson d'aliments, d'hygiène corporelle, de vaisselle et de lessive pour une personne. Elle est fonction du niveau de vie, de la culture des populations et des niveaux d'équipement sanitaire (ZOUNGRANA, 2003). Elle est généralement exprimée en litre par jour et par personne (l/j/pers).

Pour cette étude la distribution d'eau se fera par les bornes-fontaines (BF) et les branchements particuliers (BP).

Le décret N° 2019-204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS du 13 mars 2019 portant définition des normes, critères et indicateurs d'accès à l'eau potable a fixé la consommation spécifique en milieu rural comme suit :

- ✓ **Bornes-fontaines** : 25 l/j/personne ;
- ✓ **Branchements particuliers** : 40 l/j/personne.

Le **Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP)** est un plan cadre visant à garantir l'accès à l'eau potable aux populations du Burkina. Elaboré pour la période de 2016 à 2030, le PN-AEP a planifié les chiffres de consommations spécifiques suivantes :

Tableau 2: Consommations spécifiques planifiées par le PN-AEP

Année	Consommation spécifique des PEM (l/j/personne)	Consommation spécifique des BF (l/j/personne)	Consommation spécifique des BP (l/j/personne)
2015	8	8	10
2020	10	10	15
2025	12	12	20
2030	15	15	20

Source : (MEA, 2017)

De ces deux textes règlementaires (**Le décret N° 2019-204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS et le PN-AEP)** cités ci-dessus et en tenant compte aussi des consommations spécifiques issues des études socio-économiques et de l'horizon du projet de 2050, nous avons décidé de retenir les consommations spécifiques suivant dans l'objectif donc de prendre en compte l'augmentation future des consommations spécifiques et de prévenir la surestimation des besoins en eau potable des populations rurales :

- ✓ **bornes-fontaines** : 20 l/j/personne ;
- ✓ **branchements particuliers** : 25 l/j/personne.

III.3.4 Taux de desserte

Le taux de desserte est la proportion de la population ayant accès (distance réglementaire) à une source d'eau potable conformément aux normes en vigueur.

Le grand défi du PN-AEP à l'horizon 2030 résidera dans le droit d'accès à l'eau de tous les citoyens burkinabè. L'approche préconisée se doit d'être progressive tant en ce qui concerne le taux d'accès qu'en ce qui concerne le niveau de service (desserte par Point d'Eau Moderne (PEM), notamment par les Bornes Fontaines (BF) par les Branchements Particuliers (BP)) en préconisant ainsi de faire diminuer la proportion de la population rurale desservie par PMH de 90,8% en 2015 à 20% en 2030 c'est-à-dire de faire passer le taux de desserte en BP et en BF de 9% en 2015 à 56,4% en 2025 et enfin 80% en 2030 (soit 56% BP et 24% BF) (MEA, 2017).

Dans le cadre de ce projet, on tiendra compte en partie des recommandations du PN-AEP jusqu'en 2030 avec un taux de desserte de 80% mais nous prévoyions un taux de desserte de 100% en à l'horizon 2050 du projet (soit 56% au niveau des BP et 44% au niveau BF). En effet, le taux de 20% qui était supposé supporter par les PMH dans le cadre du PN-AEP en 2030, seront supportés par les BF à l'horizon du projet en 2050 car nous sommes en milieu rural.

III.3.5 Coefficients de variation

- **Coefficient de pointe journalière C_{pj}**

Le coefficient de pointe journalière exprime le retour de façon cyclique du comportement des usagers au cours de la semaine (ZOUNGRANA, 2003). C'est le rapport entre la demande du jour de pointe et la demande journalière moyenne du mois de pointe. Il se situe aux jours de grande lessive et de repos hebdomadaires et est indépendant de la saison. Il varie entre 1,05 à 1,3 et peut même atteindre 3 dans les zones semi rurales et rurale des pays sahéliens par contre il est nettement plus faible dans les pays équatoriaux. Pour notre projet, le coefficient de pointe journalière (C_{pj}) retenu est de 1,2 (OUEDRAOGO, 2006).

- **Coefficient de pointe horaire C_{ph}**

Le coefficient de pointe horaire (C_{ph}) rend compte de la pointe de la consommation au cours de la journée. Il exprime donc les habitudes du consommateur au cours de la journée. Il est indépendant de la saison et n'a aucune influence sur la quantité d'eau à mobiliser. Suivant l'expérience, il varie de 1,5 pour les villes de plus de 200 000 habitants (industrialisés), et 3 pour les localités de moins de 10 000 habitants (ZOUNGRANA, 2003). Il peut être raisonnablement approché à partir de la formule (3) dite formule du génie rural :

$$C_{ph} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mh}}}$$	(3)

Avec :

$\boldsymbol{C_{ph}}$: Coefficient de pointe horaire ;

$\boldsymbol{Q_{mh}}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

Pour notre projet, le coefficient de pointe horaire ($\boldsymbol{C_{ph}}$) retenu est de 3. Car une petite localité de moins de 10 000 habitants et pas d'industries aussi.

III.3.6 Rendement du réseau

Les rendements des réseaux des centres secondaires exploités par l'ONEA sont généralement de l'ordre de 90%. Les statistiques montrent que pour les centres de plus petite taille équipés de système d'adduction d'eau potable, les rendements sont généralement plus élevés (autour de 95%) pour le réseau d'adduction. Toute fois en tenant compte de l'environnement technologique du centre et du temps d'intervention sur le réseau généralement long en cas de rupture de production et/ou de distribution, il est raisonnable de prévoir un pourcentage de perte d'eau de 5% au début du projet à 15% à l'horizon du projet (2050) pour le réseau de distribution.

Nous prenons un rendement du réseau de 85% à l'horizon du projet pour la distribution.

III.3.7 Pression de service

La pression de service délivré par le système de distribution doit permettre à l'usager d'opérer les prélèvements d'eau normalement sans effort supplémentaire. Elle est un élément de confort à l'intérieur des habitations des usagers (ZOUNGRANA, 2003). Alors, nous adopterons les pressions de services suivantes :

- ✓ Une pression minimale de service de 10 mCE au niveau des bornes fontaines (BF) et des branchements particuliers (BP) selon le cahier des charges ;
- ✓ Une pression minimale tolérable de 9 mCE.

III.3.8 Pertes de charge

Dans les conduites, on distingue deux types de pertes de charges qui sont :

- ✓ Des pertes de charges dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites appelées pertes de charges linéaires (l'énergie perdue sur toute la longueur de la conduite) et ;

- ✓ Des pertes de charges dues aux frottements de l'eau contre les singularités appelées pertes de charge singulière (ou l'énergie perdue à cause des obstacles comme les coudes, les vannes ou les changements de section).

Les pertes de charge ont été calculées avec la formule de William Hazen (OUEDRAOGO, 2005) car elle est spécifiquement adaptée aux réseaux d'eau potable sous pression et intègre la nature et l'état de la conduite dans les calculs. Ainsi, les pertes de charges linéaires sont données par la formule (4) :

$$\Delta H = 10,675 \times \frac{Q(\frac{m^3}{s})^{1,852}}{CH_w^{1,852} \times D(m)_{int}^{4,87}} \times L$$	(4)

Avec :

ΔH : Pertes de charges linéaires en m ;

L et D : longueur et diamètre intérieur de la conduite en m ;

Q : le débit d'eau écoulant dans la conduite (m^3/s) ;

CH_w= 150 pour les PVC et PEHD neufs (OUEDRAOGO, 2005).

La perte de charge totale ou l'énergie totale perdue par le fluide à cause des frottements représente la somme des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Pour le calcul des pertes de charges totales nous avons considéré que les pertes de charges singulières valent 10% des pertes de charges linéaires, la formule de William Hazen pour les pertes de charges totales s'écrit alors :

$$\Delta Ht = 1,1 \times 10,675 \times \frac{Q(\frac{m^3}{s})^{1,852}}{CH_w^{1,852} \times D(m)_{int}^{4,87}} \times L$$	(5)

III.4 Evaluation des besoins et débits de dimensionnement

III.4.1 Estimation des besoins journalier moyen domestiques

Le besoin en eau d'un usager est ce qu'il consommerait en dehors de toute contrainte économique. C'est la quantité d'eau utilisée au quotidien par la population. Il est fonction de la consommation spécifique et de la population à desservir. Alors, le besoin journalier moyen

domestique (B_{jmd}) en eau est la somme de la consommation d'eau de l'ensemble des populations au niveau des bornes-fontaines et des branchements particuliers. Il se calcule comme suit :

$$\boldsymbol{B_{jmd} = B_{jmd_BF} + B_{jmd_BP}}$$	(6)

Avec :

$$\boldsymbol{B_{jmd_BF} = \frac{C_{sp_BF} \times \tau_{d_BF} \times Pop}{1000}}$$	(7)

$$\boldsymbol{B_{jmd_BP} = \frac{C_{sp_BP} \times \tau_{d_BP} \times Pop}{1000}}$$	(8)

$\boldsymbol{B_{jmd_BF}}$: Besoin journalier moyen domestique en eau au niveau des bornes-fontaines (m^3/j) ;

$\boldsymbol{B_{jmd_BF}}$: Besoin journalier moyen domestique en eau au niveau des branchements particuliers (m^3/j) ;

$\boldsymbol{C_{sp_BF}}$ ***et*** $\boldsymbol{C_{sp_BP}}$: Consommations spécifiques respectivement aux niveaux des bornes-fontaines et des branchements particuliers (l/j/personne) ;

$\boldsymbol{\tau_{d_BF}}$ ***et*** $\boldsymbol{\tau_{d_BF}}$: Taux de desserte respectivement aux niveaux des bornes-fontaines et des branchements particuliers ;

Pop **:** Population totale de la zone d'étude à l'horizon du projet.

III.4.2 Estimation des besoins journalier non domestiques

Les besoins en eau non domestiques représentent les besoins des services publics (écoles, hôpitaux...) mais aussi ceux des activités socio-économiques (agriculture, élevage, commerce…).

Pour la présente étude, nous avons considéré que les besoins journaliers moyens non domestiques (B_{jnd}) seront égales à 10% des besoins journaliers moyens domestiques. Alors :

$$\boldsymbol{B_{jnd} = 10\% \times B_{jmd}}$$	(9)

III.4.3 Estimation des besoins journalier moyen en eau

Les besoins journalier moyen en eau (B_{jm}) est la somme des besoins moyens journaliers domestique et non domestique. Alors :

$\boldsymbol{B_{jm} = B_{jmd} + B_{jnd}}$	(10)

III.4.4 Estimation des besoins journalier de pointe

Les besoins journaliers de point en eau (B_{jp}) est le produit des besoins journalier moyen par le coefficient de pointe journalier :

$\boldsymbol{B_{jp} = B_{jm} \times C_{pj}}$	(11)

Avec :

$\boldsymbol{B_{jp}}$: Besoin journalier de pointe en eau (m^3/j) ;

$\boldsymbol{B_{jm}}$: Besoin journalier moyen en eau (m^3/j) ;

$\boldsymbol{C_{pj}}$: Coefficient de pointe journalière ($C_{pj} = 1{,}2$).

III.4.5 Demande en eau du jour de pointe

La demande en eau du jour de pointe (D_{jp}) est le rapport entre le besoin en eau du jour de pointe et le rendement global du réseau.

$\boldsymbol{D_{jp} = \frac{B_{jp}}{\eta_r}}$	(12)

Avec :

$\boldsymbol{D_{jp}}$: Demande en eau du jour de pointe (m^3/j) ;

$\boldsymbol{B_{jp}}$: Besoin journalier de pointe en eau (m^3/j) ;

η_r : Rendement global du réseau.

III.4.6 Nombre de forages

$\boldsymbol{N_{forage} = \frac{D_{jp}}{T_{pompage} \times Q_{exp}}}$	(13)

Avec :

$\boldsymbol{N_{forage}}$: Nombre de forages nécessaires pour assurer l'adduction ;

$\boldsymbol{D_{jp}}$: Demande en eau du jour de pointe (m^3/j) ;

$T_{pompage}$: Temps de pompage par jour (h/j) ;

$\boldsymbol{Q_{exp}}$: Débit d'exploitation d'un forage.

III.4.7 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire (Q_{mh}) du système est la somme des débits moyens horaires des BF et des BP.

$$\boldsymbol{Q_{mh} = Q_{mh_BF} + Q_{mh_BP}}$$	(14)

Avec :

$$\boldsymbol{Q_{mh_BF} = \frac{1,1 \times C_{pj} \times B_{jmd_BF}}{T_{d_BF} \times \eta_r}}$$	(15)

$$\boldsymbol{Q_{mh_BP} = \frac{1,1 \times C_{pj} \times B_{jmd_BP}}{T_{d_BP} \times \eta_r}}$$	(16)

$\boldsymbol{Q_{mh}}$: Débit moyen horaire du système (m^3/h) ;

$\boldsymbol{Q_{mh_BF}}$: Débit moyen horaire aux niveaux des bornes-fontaines (m^3/h) ;

$\boldsymbol{Q_{mh_BP}}$: Débit moyen horaire aux niveaux des branchements particuliers (m^3/h) ;

$\boldsymbol{T_{d_BF}}$ ***et*** $\boldsymbol{T_{d_BP}}$: Temps de distribution journaliers respectivement aux niveaux des BF (12h/j) et des BP (12h/j) ;

$\boldsymbol{C_{pj}}$: coefficient de pointe journalier ;

$\boldsymbol{\eta_r}$: Rendement global du réseau ;

1,1 : le coefficient en tenant compte des consommations domestiques et non domestiques aux niveaux des différents ouvrages (BF et BP).

III.4.8 Débit totale de distribution/débit de pointe horaire

Le débit de distribution global du système est la somme des débits de distribution aux niveaux des BF et des BP.

$$Q_d = Q_{ph_BF} + Max\,(Q_{ph_BP}_1\,;\, Q_{ph_BP}_2\,)$$	(17)

Avec :

- **Débit de distribution ou de pointe horaire des BF**

Débit de distribution ou de pointe horaire des BF ou débit total des BF en fonctionnement simultané.

$$Q_{ph_BF} = Q_{maxi_robinet} \times N_{BF} \times N_{rob/BF}$$	(18)

Avec :

Q_{ph_BF}: Débit de pointe horaire des BF (l/s) ;

$Q_{maxi_robinet}$: Débit maximal d'un robinet (0.25l/s) ;

N_{BF}: Nombre de BF à réaliser ;

$N_{rob/BF}$: Nombre de robinet par BF.

- **Débit de distribution ou de pointe horaire des BP**

Le débit de distribution ou de pointe horaire aux niveaux des BP est le maximum des deux débits suivants :

$$Q_{ph_BP} = Max\,(Q_{ph_{BP}1};\, Q_{ph_{BP}2})$$	(19)

✓ **En utilisant le coefficient de pointe horaire on a :**

$$Q_{ph_BP}_1 = \frac{Q_{mh_BP} \times C_{ph}}{3,6}$$	(20)

Avec :

$Q_{ph_BP}_1$: Débit de pointe horaire des BP (l/s) ;

Q_{mh_BP}: Débit moyen horaire des BP (m^3/h) ;

C_{ph}: Coefficient de pointe horaire.

- ✓ **En utilisant le coefficient de simultanéité on a :**

$\boldsymbol{Q_{ph_BP}_2 = K_{simul} \times N_{BP} \times Q_{maxi_robinet}}$	(21)

Avec :

$\boldsymbol{Q_{ph_BP}_2}$: Débit de pointe horaire des BP (l/s) ;

$\boldsymbol{K_{simul} = \frac{2,5}{\sqrt{(N_{BP}-1)}}}$: Coefficient de simultanéité ;

$\boldsymbol{N_{BP}}$: Nombre de BP à réaliser ;

$\boldsymbol{Q_{maxi_robinet}}$: Débit maximum d'un robinet (0,25 l/s).

NB : Le coefficient de simultanéité est utilisé ici pour sécuriser l'approvisionnement en eau potable au cas où les BP sont utilisées simultanément et cette situation est très fréquente dans les systèmes d'AEP.

III.5 Dimensionnement du réseau d'adduction

L'adduction se définit comme étant le transfert de l'eau depuis la zone de captage (de la source naturelle ou de la station de traitement) vers les réservoirs de distribution (ZOUNGRANA, 2003).

Dans cette étude, l'adduction se fera par refoulement à partir des forages vers le château d'eau.

III.5.1 Diamètres des conduites d'adduction et vitesses d'écoulement

III.5.1.1 Diamètres des conduites d'adduction

Les conduites d'adduction seront en PEHD PN 16 pour une meilleure résistance aux coups de bélier et une grande résistance mécanique et flexibilité.

Le dimensionnement des conduites d'adduction et fera avec le débit d'exploitation des forages et sera basé sur les formules empiriques (22) ; (23) ; (24) ; (25) et (26) :

Bresse :	$\boldsymbol{D_{th} = 1,5 \times \sqrt{Q(\frac{m^3}{s})}}$	(22)

Bresse modifié :	$\boldsymbol{D_{th} = 0,8 \times Q(\frac{m^3}{s})^{1/3}}$	(23)

Munier :	$\boldsymbol{D_{th} = (1 + 0,002n) \times \sqrt{Q(\frac{m^3}{s})}}$	(24)

Bonin :	$\boldsymbol{D_{th} = \sqrt{Q(\frac{m^3}{s})}}$	(25)

Achour et Bedjaoui :	$\boldsymbol{D_{th} = 1,27\sqrt{Q(\frac{m^3}{s})}}$	(26)

Avec :

$\boldsymbol{D_{th}}$: Diamètre intérieur théorique de la conduite (m) ;

$\boldsymbol{Q(\frac{m^3}{s})}$: Débit d'adduction/d'exploitation ou débit passant dans la conduite (m^3/s) ;

n : Nombre d'heures de pompage par jour (12h/j).

NB : les conduites d'adduction seront posées et enterrées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose, de maintenance ultérieure des installations et de protection contre les intempéries (ZOUNGRANA, 2003).

III.5.1.2 Vitesses d'écoulement dans les conduites d'adduction

Les vitesses d'écoulement dans les conduites d'adduction sont comprises entre 0,6 à 1,5 m/s pour tenir compte du coût de l'énergie, ces vitesses n'admettent ni dépôts de sédiments ni développement de la culture microbienne fixée sur les parois des conduites (ZOUNGRANA, 2003). Elles sont calculées suivant l'équation de continuité en utilisant le diamètre commercial choisi (Le choix du diamètre commercial a été fait sur la base du diamètre théorique calculé par les formules empiriques).

$\boldsymbol{V\left(\frac{m}{s}\right) = \frac{4 \times Q}{\pi \times D(m)^2_{(int.com)}}}$	(27)

Aussi, les diamètres commerciaux choisis et les vitesses calculées doivent respecter les deux conditions suivantes :

Condition de GLS : $\boldsymbol{V\left(\frac{m}{s}\right) \leq \left(\frac{D(mm)}{50}\right)^{0,25}}$

Condition de Flamant : $\boldsymbol{V\left(\frac{m}{s}\right) \leq D(m) + 0,6}$

NB : Ces différentes formules et conditions ont été utilisées dans le but d'en choisir les diamètres qui respecte au mieux les conditions énumérées précédemment et qui offre le plus d'avantage de point vu économique.

III.5.2 Hauteur manométrique totale HMT

La hauteur manométrique totale (HMT) représente l'énergie totale (pression) que la pompe doit fournir au fluide pour le déplacer d'un point A à un point B géométriquement différent. Elle s'exprime en mètres de colonne de fluide (mCE) ou en mètre (m) (ZOUNGRANA, 2003).

C'est un paramètre important qui permet avec le débit d'exploitation, de faire le choix des pompes permettant de déplacer effectivement le liquide du point A (forages) au point B (château d'eau).

La HMT représente la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charges totales de la conduite d'adduction.

$\boldsymbol{HMT = H_g + \sum \Delta Ht}$	(28)

Avec :

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

$\boldsymbol{\sum \Delta Ht}$: Somme des pertes de charges totales (m) le long de la conduite d'adduction ;

$\boldsymbol{H_g}$: Hauteur géométrique (m), avec

$\boldsymbol{H_g = Côte_{déversement_château} - Côte_{niveau\ dynamique_forage}}$

III.5.3 Vérification du coup de bélier

Le coup de bélier est une variation de pression provoquée par un brusque modification du régime d'un liquide s'écoulement à l'intérieur d'une canalisation (MOUNIROU L. A., 2021).

Il y'a donc une succession de dépression et de surpression.

Ce phénomène peut avoir de graves conséquences sur la conduite et les équipements (fuite, rupture de conduites, dégradations des accessoires…).

Il est important de procéder à la vérification du coup de bélier pour s'assurer qu'il n'est pas préjudiciable et dans le cas échéant prévoir un dispositif anti-bélier pour protéger la conduite et les équipements.

La procédure de vérification se résume comme suit :

- **La célérité ou la vitesse de propagation des ondes**

$$C = \frac{9900}{\sqrt{(48,3 + K \times \frac{D}{e})}}$$	(29)

Avec :

C : Célérité (m/s) ;

K : Coefficient de rugosité (K = 83 pour le PEHD) (OUEDRAOGO, 2005) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : Epaisseur de la conduite (m).

- **Variation de pression ΔP : Formule d'ALLIEVI-JOUKOVSKI** (MOUNIROU L. A., 2024)

$$\Delta P = \pm \frac{C \times V_0}{g}$$	(30)

Avec :

ΔP : Variation de la pression pour une perturbation lente et rapide (m) ;

C : Célérité des ondes (m/s) ;

V_0 : Vitesse en régime uniforme (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (m^2/s).

- **Pression maximale admissible PMA**

C'est la pression maximale qu'une conduite peut supporter sans risque de rupture et de cassure pour son fonctionnement.

La pression maximale admissible (PMA) est prise égale à 1,2 fois la pression nominale (PN)

$PMA = 1{,}2 \times PN$

- **Surpression**

Il y'a surpression lorsque la hauteur manométrique totale (HMT) augmentée de la variation de pression (ΔP) est supérieure à la pression maximale admissible (PMA).

Surpression : $\boldsymbol{H_{max} \geq PMA}$

- **Dépression**

Il y'a dépression lorsque la hauteur manométrique totale (HMT) diminuée de la variation de pression (ΔP) est inférieure à la pression atmosphérique.

Dépression : $\boldsymbol{H_{min} \leq Patm}$

$\boldsymbol{H_{max} = HMT + \Delta P - NC \quad et \quad H_{min} = HMT - \Delta P - NC}$	(31)

Avec :

H_{max} : Pression maximale engendrée par un coup de bélier en cas de surpression (m) ;

H_{min} : Pression minimale engendrée par un coup de bélier en cas de dépression.

P_{atm} : Pression atmosphérique (P_{atm}=10,33m).

NC : Niveau clapet anti-retour en tête du forage.

III.6 Dimensionnement du réservoir/château d'eau

Le réservoir d'eau est un ouvrage destiné au stockage de l'eau dans le processus de distribution. Le réservoir assure plusieurs fonctions : régulation de débit et de pression, sécurité de l'approvisionnement et sécurité de l'exploitation. En effet, il joue un rôle tampon entre la production et la distribution d'eau. Il permet le stockage provisoire pour satisfaire les consommations lors des périodes sans adduction (OUEDRAOGO, 2005).

Le château d'eau à mettre en place dans ce projet est de type métallique étanche et de forme cylindrique conformément aux TDRs du maitre d'ouvrage. Egalement, vu son faible volume de stockage, le réservoir métallique est privilégié par rapport à celui en béton car il existe un savoir-faire en la matière sur le marché et les coûts d'investissement sont relativement moins chers par rapport aux réservoirs en béton armé.

III.6.1 Capacité utile du réservoir

La capacité du réservoir peut se déterminer à l'aide de trois (03) méthodes suivantes :

- ✓ La méthode analytique ;
- ✓ La méthode graphique ;
- ✓ La méthode forfaitaire ou simplifiée.

La méthode forfaitaire a été retenue pour la détermination de la capacité utile du réservoir.

Tableau 3: capacité du réservoir en fonction du type d'adduction

Conditions d'exploitation	Capacité utile
Adduction nocturne	90% Volume journalier
Adduction avec pompage solaire (8h/j)	50% Volume journalier
Adduction continue (24h/24h)	30% Volume journalier
Adduction de jour, durant les périodes de consommation	10 à 30% Volume journalier

Source : (OUEDRAOGO, 2005)

Nous avons une adduction qui sera prioritairement fournit par un pompage solaire alors la capacité utile du réservoir se calcule comme suit :

$$V_u = 50\% D_{pj}$$	(32)

Avec :

V_u: la capacité utile du réservoir ;

D_{pj}: la demande de pointe en eau journalière.

III.6.2 Dimensions du réservoir

Les dimensions du château d'eau (diamètre et hauteur) de forme cylindrique sont déterminées à l'aide de la formule (33) :

$$V_{CE} = H_{cuve} \times \frac{\pi \times D_{cuve}^2}{4}$$	(33)

Avec :

V_{CE} : Volume du château d'eau (m^3) ;

H_{cuve} : Hauteur du château d'eau ;

D_{cuve} : Diamètre du château d'eau (m).

Ainsi pour les déterminer, il faut fixer une des dimensions et chercher l'autre par application de la formule ci-dessus.

III.6.3 Le choix du site pour l'emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir doit concilier deux contraintes :

- ✓ Se situer au centre de la zone desservie pour minimiser la longueur et le diamètre des conduites principales (ZOUNGRANA, 2003) ;
- ✓ Etre construit au point géométriquement le plus haut de la zone couverte afin de minimiser sa hauteur par rapport au terrain naturel et de garantir une pression minimale de service (ZOUNGRANA, 2003).

Dans notre cas, le réservoir est implanté à la côte 329,365 m dans le village de Oubri-yaoghin.

III.6.4 Hauteur sous radier ou cote radier du réservoir

La côte du radier du réservoir dépend essentiellement du besoin de pression minimale des installations situées à l'aval de l'ouvrage. La hauteur sous radier ou côte radier du réservoir est calculée de façon à garantir la pression minimale de service au niveau des points hydrauliquement le plus défavorisé en pression tant qu'il délivre un débit d'eau et la pression dans le réseau doit rester inférieure à la pression nominale des conduites et accessoires de distribution (ZOUNGRANA, 2003).

$H_{sous_radier} = Z_{min_CE} - Z_{TN(CE)}$	(34)

Avec :

H_{sous_radier} : Hauteur sous radier du château d'eau (m) ;

$Z_{TN(CE)}$: Côte terrain naturel du château d'eau (m) ;

Z_{min_CE} : La cote minimale exploitable du réservoir ;

III.6.5 Traitement de l'eau

Un des critères de choix du désinfectant est son pouvoir rémanent : l'existence d'un produit résiduel pour la protection contre les pollutions ultérieures. Le chlore par exemple étant volatile, il est établi qu'au bout de 48 heures, le chlore résiduel dans l'eau, même s'il n'est utilisé /sollicité pour combattre une pollution, se volatilise dans l'atmosphère. Aussi on est amené à vérifier que la capacité utile n'autorise pas un temps de séjour supérieure à deux jours (48 heures). Cette vérification peut se faire soit par rapport à la consommation moyenne journalière soit par rapport à la consommation journalière de pointe (OUEDRAOGO, 2005).

III.6.5.1 Vérification du temps de contact

Le temps de contact (T_c) est le temps nécessaire pour que le traitement par le désinfectant soit efficace (OUEDRAOGO, 2005). Il permet donc de s'assurer de la qualité de l'eau produit.

Pour le clore par exemple, il faut au minimum 2h après injection pour que l'effet de désinfection soit efficace (OUEDRAOGO, 2005). Alors la condition ci-dessous doit être vérifiée.

$$\boldsymbol{T_c = \frac{C_u}{Q_{ph}} \geq 2h}$$	(35)

Avec :

$\boldsymbol{T_c}$: Temps de contact (h) ;

$\boldsymbol{C_u}$: Capacité utile du réservoir d'eau (m^3)

$\boldsymbol{Q_{ph}}$: Débit de pointe horaire de distribution (m^3/h).

III.6.5.2 Vérification du temps de séjour

Le temps de séjour (T_s) correspond au temps de rémanence du désinfectant après traitement ou la durée d'efficacité du désinfectant (OUEDRAOGO, 2005). Pour le chlore l'effet de rémanence dure deux (2) jours.

Le temps de séjour doit être au maximum de deux (2) jours afin de conserver les propriétés désinfectantes du chlore (OUEDRAOGO, 2005).

$$\boldsymbol{T_s = \frac{C_u}{Q_{mh}} \leq 2 \text{ jours}}$$	(36)

Avec :

$\boldsymbol{T_s}$: Temps de séjour (j) ;

$\boldsymbol{C_u}$: Capacité utile du réservoir d'eau (m^3) ;

$\boldsymbol{Q_{mh}}$: Débit moyen horaire de distribution (m^3/h).

III.6.5.3 Dimensionnement du bac de préparation et débit de la pompe doseuse

L'injection de la solution de traitement se fera directement sur la conduite de refoulement et le séjour se fera dans le réservoir (château d'eau). Une pompe doseuse sera privilégiée.

- **Le volume du bac proposé a été déterminé à travers la formule suivante :**

$$V_{bac} = \frac{B_{jm} \times T}{1000 \times Act \times C}$$	(37)

Avec :

V_{bac} : Volume du bac (m^3) ;

B_{jm} : Besoin moyen journalier (m^3) ;

T : Taux de traitement (g/m^3) ;

Act : Activité de l'hypochlorite de calcium (%) ;

C : Concentration de l'hypochlorite de calcium (g/l).

- **Le débit de la pompe doseuse a été obtenu par la formule :**

$$q = \frac{T \times Q}{C}$$	(38)

Avec :

q : Débit de la pompe doseuse (l/h) ;

T : Taux de traitement (g/m^3) ;

Q : Débit d'eau brute à traiter (m^3/h) ;

C : Concentration de l'hypochlorite de calcium (g/l).

III.7 Dimensionnement du réseau de distribution

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux utilisateurs à une pression convenable, le débit d'eau dont ils ont besoin, elle s'effectue par un réseau de conduites sous pression, dimensionnées, pour permettre le passage en chaque point du débit maximal prévisible.

Il est constitué de l'ensemble des canalisations, robinetteries, appareils hydrauliques et ouvrages de génie civil qui participent au transport et à livraison de l'eau de consommation soit chez le consommateur soit à un point collectif de distribution. La distribution doit satisfaire aux exigences ci-après (OUEDRAOGO, 2005) :

- ✓ Alimentation en continu en toute saison et à toute heure ;
- ✓ Satisfaction aux conditions de pression minimale de service exigée au sol ;
- ✓ Couverture de l'ensemble du territoire concerné ;

- ✓ Transport des débits de pointe en respectant les pressions minimales de service et les conditions de vitesses minimale et maximale.

Ces paramètres vont influer sur la structure et les dimensions du réseau.

III.7.1 Choix du type de réseau

Le réseau de distribution adopté dans le cadre du projet présente une configuration mixte, associant des structures ramifiées et maillées. Les zones à forte densité de population sont desservies par un réseau composé de mailles, tandis que les zone à faibles densité de population sont desservies par des ramifications.

Ce schéma d'aménagement vise à garantir une alimentation en eau potable à la fois continue et sécurisée, tout en renforçant la résilience du réseau face aux aléas tels que les ruptures de conduites ou les obstructions éventuelles.

Le réseau de distribution dans la présente étude est composé de deux (02) mailles situées en tête du réseau et une partie ramifiée en fin du réseau.

III.7.2 Tracé du réseau de distribution

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer l'accès du réseau aux usagers dans des conditions économiques optimales tout en prévenant les difficultés d'exploitation et d'entretien (ZOUNGRANA, 2003). Les principes du tracé du réseau sont les suivants :

- ✓ Fonctionnement hydraulique simple et efficace ;
- ✓ Continuité du service en évitant la création de points de faiblesse ou en prévoyant des alternatives en cas de rupture ;
- ✓ Optimisation de la longueur du réseau par le choix des chemins devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans lesdits chemin ;
- ✓ Equipement minimum afin de faciliter la maitrise du réseau et son entretien : vannes, vidanges, ventouses.

III.7.3 Choix du mode de distribution

Le mode de distribution adopté est de type gravitaire. Le réservoir domine tout le réseau et doit assurer une pression de service minimale au point le plus défavorable hydrauliquement et topographiquement (ZOUNGRANA, 2003). La distribution se fait par des points d'eau collectif (bornes fontaine) et par branchements privés.

III.7.4 Débits théoriques de dimensionnement

III.7.4.1 Débit spécifique ou linéique

Le débit spécifique/linéique (Q_{sp}) permet d'intégrer les branchements particuliers ou privés (BP) dans la conception du réseau de distribution. Dans le cadre de cette étude, la faible répartition de la population le long de certains tronçons (conduites) implique que les branchements particuliers ne seront pas présents sur toute l'étendue du réseau. Par conséquent, les débits en route, ou débits de soutirage, ne seront considérés que sur les conduites du réseau qui vont effectivement desservir les branchements particuliers. Le calcul du débit linéique se fait à travers la formule (39) :

$$\boldsymbol{Q_{sp} = \frac{Q_{ph_BP}}{\sum Li}}$$	(39)

Avec :

$\boldsymbol{Q_{sp}}$: Débit spécifique ou linéique (l/s/ml) ;

$\boldsymbol{Q_{ph_BP}}$: Débit de pointe horaire des branchements particuliers (l/s) ;

$\boldsymbol{\sum Li}$: Longueur totale des tronçons concernés par les BP.

III.7.4.2 Débit en route

Le débit en route ($\boldsymbol{Q_{rt}}$) ou débit soutiré est un débit qui entre à l'amont du tronçon sans toutefois y ressortir puisqu'étant consommé par les abonnés tout le long du tronçon (ZOUNGRANA, 2003).

$$\boldsymbol{Q_{rt} = Q_{sp} \times Lt}$$	(40)

Avec :

$\boldsymbol{Q_{rt}}$: Débit en route (l/s) ;

$\boldsymbol{Q_{sp}}$: Débit spécifique ou linéique (l/s/ml) ;

Lt : Longueur du tronçon (m).

III.7.4.3 Débit fictif de dimensionnement

Le débit fictif ($\boldsymbol{Q_{fictif}}$) est le débit considéré circulant dans les tronçons et qui sert de base au dimensionnement des conduites de distribution lorsqu'il y'a une distribution en route le long de la conduite (ZOUNGRANA, 2003).

$$Q_{fictif} = 0,55 \times Q_e + 0,45 \times Q_s = 0,55 \times Q_{rt} + Q_{aval}$$ Car $Q_e = Q_{rt} + Q_s$ et $Q_s = Q_{aval}$	(41)

Avec :

Q_{fictif} : Débit fictif (l/s) ;

Q_e : Débit d'entré de la conduite (l/s) ;

Q_{rt} : Débit en route (l/s) ;

$Q_s = Q_{aval}$: Débit de sortie ou aval de la conduite (l/s).

Le débit aval correspond au débit sortant au nœud aval du tronçon considéré.

NB : Faut noter que les conduites qui ne sont pas concernés par les branchements particuliers, leur débit fictif de dimensionnement est égal au débit aval à la conduite puisqu'elles n'ont pas de service en route :

$$Q_{fictif} = Q_{aval}$$	(42)

III.7.4.4 Débits de dimensionnement des mailles

- **Débits transitant**

Dans un premier temps, nous avons fait une répartition provisoire des débits fictifs dans les mailles en respectant la loi des nœuds qui exprime le principe de conservation suivant : $\sum débits\ entrants = \sum débits\ sortants$. Les débits réels dans les conduites sont obtenus après plusieurs itérations par application de la méthode de Hardy Cross (MOUNIROU L. A., 2017).

- **Principe de la méthode de Hardy Cross**

La méthode de Hardy Cross constitue l'une des premières approches utilisées pour le calcul des réseaux maillés et demeure largement employée en pratique. Elle peut être mise en œuvre manuellement ou à l'aide de programmes simples, sans recours aux méthodes matricielles (MOUNIROU L. A., 2017).

On distingue deux variantes principales : la méthode d'égalisation des charges (approche par boucles) et la méthode d'égalisation des débits (approche par nœuds). Dans le cadre de la

présente étude, seule la méthode d'égalisation des charges est retenue (MOUNIROU L. A., 2017).

Cette méthode classique permet de déterminer les débits circulant dans les différents tronçons d'un réseau maillé alimentant plusieurs points de distribution. Elle repose sur deux principes fondamentaux : la loi des nœuds, qui exprime la conservation des débits en chaque nœud, et la loi des mailles, selon laquelle la somme des pertes de charge le long d'une maille est nulle (MOUNIROU L. A., 2017).

Ainsi, le principe de la méthode d'égalisation des charges est la suivante :

Si la perte de charge est exprimée par une loi du type :

$\mathbf{\Delta H(m) = R Q^n}$ (Hazen Williams) Avec : $\mathbf{R = 10,675 \times \frac{L}{CH_w^{1,852} \times D(m)_{int}^{4,87}}}$ Et $\mathbf{n = 1,852}$	(43)

Alors, pour une maille, on peut écrire l'équation suivante :

$\mathbf{\sum \Delta Hi = \sum R_i \lvert Q_i \rvert^{n-1} Q_i = 0}$	(44)

La somme des pertes de charges dans une boucle/maille est nulle.

La méthode consiste à rechercher une correction de débit δq uniforme pour tous les tronçons de la maille (uniforme pour que la loi des nœuds continue d'être respectée) qui permette de respecter la loi des mailles.

La correction δq doit être telle que la somme des pertes de charge le long de la maille soit nulle.

$\mathbf{\sum R_i \lvert Q_i + \delta q \rvert^{n-1} (Q_i + \delta q) = 0}$	(45)

On continue les itérations jusqu'à ce que la somme des pertes de charges soit nulle dans une maille et on corrige le débit.

La correction de débit (δqi) dans les tronçons est déterminée pour chaque maille par la formule (46) :

$$\delta q\left(\frac{m^3}{s}\right) = -\frac{\sum R_i\lvert Q_i\rvert^{n-1}Q_i}{n\times\sum R_i\lvert Q_i\rvert^{n-1}}$$	(46)

Avec :

R_i : un coefficient dépendant de la longueur et diamètre la conduite correspondante ;

Q_i: Débits provisoires écoulant dans chaque conduite ;

n : représente la puissance du débit Q dans la formule de la perte de charge (1,852).

Alors le débit dans chaque tronçon sera corrigé par la formule (47) :

$$Qi_{réel}\left(\frac{m3}{s}\right) = Q_i + \delta q$$	(47)

Avec :

$Qi_{réel}$: Débit corrigé de la conduite (m^3/s) ;

δq: La correction du débit (m^3/s).

NB : la correction de débit dans les tronçons adjacents à deux mailles est faite en tenant compte des débits corrigés de chaque maille impliquée.

III.7.5 Calcul des conduites de distribution

Les conduites de distribution seront en PVC PN 10 pour des raisons économiques.

Une fois que les débits aux niveaux des mailles sont corrigés, nous passons au dimensionnement des conduites de distribution (partie maillée et ramifiée).

La formule utilisée pour le calcul des diamètres des conduites de distribution est celle dite de continuité qui s'exprime par $Q = V \times S$ avec Q le débit d'eau écoulant dans la conduite, S la section de la conduite choisie circulaire et V la vitesse de l'eau dans la conduite.

Le diamètre intérieur théorique de la conduite est alors donné :

$$D_{th}(m) = \sqrt{\frac{4\times Q(\frac{m^3}{s})}{\pi\times V_{idéeale}(\frac{m}{s})}}$$	(48)

Avec :

$D_{th}(m)$: Diamètre théorique intérieur ;

Q(m^3/s) : Débit transitant par la conduite ;

$\boldsymbol{V_{idéeale}}$: Vitesse idéale prise égale 1m/s.

Après le calcul du diamètre théorique, nous avons choisi judicieusement les diamètres commerciaux dans le catalogue des PVC qui répondent aux conditions de vitesses.

III.7.6 Calcul des vitesses réelles dans les conduites de distribution

La vitesse réelle de l'eau dans les conduites se calcule avec la formule (49) :

$$\boldsymbol{V_r\left(\frac{m}{s}\right) = \frac{4 \times Q(\frac{m^3}{s})}{\pi \times D^2_{int.nom}(m)}}$$	(49)

Avec :

$\boldsymbol{D_{int.nom}(m)}$: Diamètre intérieur nominal (commercial) choisi ;

$\boldsymbol{V_r(\frac{m}{s})}$: Vitesse réelle d'écoulement de l'eau dans la conduite.

NB : Les conditions des vitesses dans les conduites de distribution sont :

- ✓ 0,30 < vitesse < 1,20 m/s ;
- ✓ Vitesse minimale tolérable correspondant à l'auto curage : 0,2 m/s (conduite lisse, eau de bonne qualité).

III.7.7 Calcul des pressions aux nœuds

La pression de service correspond à la pression minimale à laquelle l'eau est fournie à l'usager pour un confort d'utilisation. Elle permet à l'usager d'opérer des prélèvements d'eau sans efforts particuliers. Notre réseau sera conçu de manière à assurer au minimum la pression de service à tous les nœuds et en situation de pointe. En effet la pression de service minimum pour les BP c'est-à-dire les nœuds autres que les BF sont de 10 m et celle des BF sont de 5 m.

La détermination des charges et pressions aux nœuds a été faite par un calcul direct (amont-aval) en considérant l'écoulement d'un nœud i (amont) à un nœud j (aval) (MOUNIROU L. A., 2017) selon les formules (50) et (51) :

$$\boldsymbol{P_{réelle_j} = H_j - Z_j}$$	(50)

Avec :

$$\boldsymbol{H_j = H_i - \Delta H_{ij}}$$	(51)

$\boldsymbol{P_{réelle_j}}$: la pression réelle au nœud j (m) ;

$\boldsymbol{H_j}$: la charge au nœud j (m) ;

$\boldsymbol{H_i}$: la charge au nœud i (m) ;

$\boldsymbol{Z_j}$: la cote topographique ou TN du nœud j (m) ;

$\Delta \boldsymbol{H_{ij}}$: la perte de charge totale sur la conduite i-j (m).

NB : pour cette partie la charge du nœud 1 sera imposée par la cote radier du château d'eau. Les autres seront imposée par les différentes charges amont en fonction du sens d'écoulement de l'eau.

NB : Pour ce qui concerne la partie ramifiée, $\boldsymbol{H_i}$ représentant la charge du nœud de la maille qui est relié directement à la partie ramifiée et c'est cette charge aval qui doit fournir la pression nécessaire pour tous les nœuds de la partie ramifiée.

III.8 Dimensionnement de la station de pompage

III.8.1 Choix des pompes

Le choix des pompes a été porté sur la gamme des pompes Grundfos. Ce type de pompe a été privilégié car il s'agit de pompe robuste et ses pièces de rechange sont accessibles sur le marché.

Ainsi avec les HMT et les débits d'adduction, il a suffi de faire une projection du point de coordonné (Q ; HMT) sur le catalogue de Grundfos, afin de choisir les types de pompes et leurs caractéristiques correspondantes.

III.8.2 Dimensionnement énergétique du système

Dans le but d'assurer un service continu d'approvisionnement en eau potable tout en intégrant les principes d'utilisation des énergies renouvelables, l'alimentation énergétique du système de pompage sera principalement assurée par un champ de panneaux photovoltaïques (énergie solaire). Le réseau électrique de la Société Nationale d'Électricité du Burkina (SONABEL) interviendra comme source d'énergie d'appoint, d'autant plus qu'il dessert l'ensemble des villages situés dans la zone d'étude.

Le temps total de pompage est estimé à 11 heures par jour, réparties entre les deux sources d'énergie, à savoir 7 heures de fonctionnement alimenté par l'énergie solaire et 4 heures de fonctionnement alimenté par le réseau électrique de la SONABEL.

Le dimensionnement des différentes sources d'énergie repose sur un ensemble de paramètres techniques, notamment le débit de pompage, la hauteur manométrique totale, le rendement des équipements électromécaniques ainsi que les caractéristiques du potentiel solaire de la zone d'étude.

III.8.2.1 Pour l'énergie photovoltaïque :

- **Estimation de l'énergie solaire disponible :**

Elle est appelée aussi l'énergie électrique (besoin journalier en énergie de la pompe). C'est l'énergie nécessaire pour soulever une quantité d'eau à une hauteur donnée pendant une journée, elle est calculée à partir de la formule (52) (ZERBO, 2026):

$$E_j = P_c \times K_p \times H_i \ \ ou \ \ E_j = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{3600 \times \eta_{m_p}\eta_{ond}}$$	(52)

Avec :

E_j : Besoin journalier en énergie électrique (Wh/j) ;

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3) ;

g : Accélération de la pesanteur (g=9,81m/s^2) ;

Q : Débit d'adduction par jour (m^3/j) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

η_{m_p} : Rendement global (moteur+ pompe) ;

η_{ond} : Rendement de l'onduleur (η_{ond}=90%).

- **Dimensionnement du générateur photovoltaïque**

Ce dimensionnement tient compte (en gros) de la puissance nominale du champ de module (Pc) majorée des différentes pertes (conversion de tension, régulation, etc.) et de l'ensoleillement du site. Son montage (Orientation) dépend de sa position géographique (latitude). Le dimensionnement proprement dit, c'est-à-dire l'agencement série et parallèle des panneaux solaires se détermine conjointement avec le choix de la pompe pour qu'il y ait compatibilité

entre l'offre et la demande d'énergie. En effet, les caractéristiques tension et courant des modules photovoltaïques et de la pompe doivent être en corrélation. Si la corrélation n'est pas respectée, des éléments peuvent se retrouver en panne. Tout cela est scrupuleusement régulé par l'onduleur s'il y en a besoin (cas d'une pompe fonctionnant en courant alternatif).

La puissance de crête (P_c) du générateur est obtenue en considérant un fonctionnement normal par la formule (53) :

Avec la formule de E_j ci-dessus, on peut tirer Pc :

$$\boldsymbol{P_c = \frac{E_j}{K_p \times H_i}}$$	(53)

$\boldsymbol{P_c}$: Puissance de crête (Wc) ;

$\boldsymbol{E_j}$: Besoin journalier en énergie (Wh/j) ;

$\boldsymbol{K_p}$: coefficient de productivité pour le système photovoltaïque ou rendement du générateur photovoltaïque ($0,7 \leq K_p \leq 0,8$), $\boldsymbol{K_p}$ = 80% pour un système sans batterie ;

$\boldsymbol{H_i}$: Rayonnement moyen journalier par unité de surface (kW/m2/j).

Au Burkina Faso, Nous retenons le mois d'août comme mois de référence pour notre étude, l'ensoleillement sur le plan des modules est $\boldsymbol{H_i}$ =5,5 KWh/m^2/j.

NB : Le watt crête (Wc) est différent du watt qu'on connait déjà, c'est un watt produit par les panneaux photovoltaïques dans les conditions standard (STC).

- ✓ **Calcul du nombre de panneaux photovoltaïques**

Le nombre de panneaux photovoltaïques (N_{module}) est obtenue en faisant le rapport entre la puissance de crête et la puissance unitaire d'un module.

$$\boldsymbol{N_{module} = \frac{P_c}{P_u}}$$	(54)

Avec :

$\boldsymbol{N_{module}}$: Nombre de panneaux photovoltaïques ;

$\boldsymbol{P_c}$: Puissance de crête (Wc) ;

$\boldsymbol{P_u}$: Puissance unitaire d'un module.

- ✓ **Dimensionnement de l'onduleur**

Un autre dispositif très important dans l'installation des panneaux photovoltaïques est l'onduleur. Il permet de convertir le courant continu provenant des panneaux solaires en courant alternatif (L'onduleur permet de convertir le courant D.C (courant continu) en A.C (courant alternatif), utilisable par l'électropompe.

De plus l'onduleur joue un rôle de protection du système contre les coupures et les variations de tension.

La puissance de l'onduleur est déterminée par la formule (55) (ZERBO, 2026):

$$\boldsymbol{P_{ond} = \frac{P_{mp} \times K}{\eta_p \times \cos\varphi}}$$	(55)

Avec :

$\boldsymbol{P_{ond}}$: Puissance de l'onduleur en kilovolt-Ampère (kVA) ;

$\boldsymbol{P_{mp}}$: Puissance de l'électropompe choisie (kW) ;

K : Coefficient de correction pour la prise en compte des autres équipements électriques (K=1,05) ;

$\boldsymbol{\eta_p}$: Rendement de l'électropompe ;

cosφ : Facteur de puissance des installations électriques.

Pour le choix de l'onduleur (des sites isolés) on tient compte de deux paramètres :

La compatibilité de la puissance ; Il faut que la puissance de l'onduleur (P_{ond}) soit supérieure à la puissance totale de tous les appareils qui marche avec le courant alternatif A.C (P_T) ;

La compatibilité de la tension ; Il faut que la tension D.C de la sortie des panneaux (US) appartient à la plage de la tension d'entrée de l'onduleur, ou des fois il y a des onduleurs qui ont une tension d'entrée fixe, donc il faut que US (panneaux) soit égale à la tension d'entrée de l'onduleur.

III.8.2.2 Pour l'énergie de la SONABEL

- **L'intensité du compteur électrique**

L'intensité du courant à souscrire pour l'alimentation électrique de la pompe est déterminée comme suit (ZERBO, 2026):

$$\boldsymbol{I = \frac{P_{active}}{\sqrt{3} \times U \times \cos\varphi}}$$	(56)

Avec :

I : Intensité du courant à souscrire (A) ;

U : Tension (V) ;

cosφ : Facteur de puissance des installations électriques ;

$\boldsymbol{P_{active}}$: Puissance active (W).

$$\boldsymbol{P_{active} = P_{mp} \times K_u \times K_s \times K_e}$$	(57)

Avec :

$\boldsymbol{P_{mp}}$: Puissance totale (électropompe + accessoires) en watts ;

$\boldsymbol{K_u}$: Facteur d'utilisation (K_u=1) ;

$\boldsymbol{K_s}$: Facteur de simultanéité (K_s=1) ;

$\boldsymbol{K_e}$: Facteur d'évolution (K_e=1,2).

- **Calcul de la puissance apparente du transformateur**

La puissance apparente du transformateur HT/BT (Haute Tension/Basse Tension) qui est un équipement destiné à adapter la tension électrique fournie par le réseau de distribution de la SONABEL aux caractéristiques de l'installation électrique prévue pour la pompe est déterminée à l'aide de la formule (58) (ZERBO, 2026) :

$$\boldsymbol{P_{app} = \frac{P_{mp} \times K_s}{\cos\varphi}}$$	(58)

Avec :

$\boldsymbol{P_{app}}$: Puissance apparente du transformateur (kVA) ;

$\boldsymbol{P_{mp}}$: Puissance totale (pompe + accessoires) en kilowatts ;

$\boldsymbol{K_s}$: Facteur de simultanéité (K_s= 1) ;

cosφ : Facteur de puissance des installations électriques.

III.9 Pose des conduites

Les conduites seront enterrées pour assurer leur protection contre les intempéries et toutes dégradations accidentelles mais aussi éviter d'encombrer l'espace public.

La géométrie des fouilles est régie selon les caractéristiques du terrain et la nature de la conduite à l'aide des relations ci-dessous (OUEDRAOGO, 2005):

$$h_{min} \geq 0,8 + D_{ext}$$

$$l_{min} \geq 0,5 + D_{ext}$$

Avec

h_{min} : Profondeur minimale des fouilles (m) ;

l_{min} : Largeur minimale des fouilles (m) ;

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

III.10 Simulation sur EPANET

III.10.1 Présentation du logiciel EPANET

Epanet 2.0 est un logiciel de simulation du comportement des systèmes hydrauliques tant sur le plan technique que qualité de l'eau. Il calcul les débits, les vitesses, les pertes de charge dans les canalisations et les pressions aux nœuds. Epanet calcul aussi le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substance chimique dans les différentes parties du réseau, au cours d'une simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau (Abderahim, 2020).

Pour notre réseau, l'utilisation de ce logiciel va porter principalement sur :

- ✓ La régulation des pressions aux nœuds et des vitesses d'écoulement dans les conduites ;
- ✓ La détection des zones de fonctionnement déficitaire.

III.10.2 Modélisation du réseau avec EPANET

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs liés aux nœuds. Pour cela, nous avons procédé d'abord l'initialisation des paramètres et le tracé du réseau sur

Epanet à travers l'image BMP de notre réseau que nous avions réalisé sur google Earth (Abderahim, 2020).

Ensuite, nous avons calculé les débits aux différents nœuds du réseau avec la formule suivante :

$$Q_{noeudi} = \frac{\sum Q_{entrants_noeudi} + \sum Q_{sortants_noeudi}}{2}$$	(59)

Avec :

Q_{noeudi} : débit du nœud i ;

$\sum Q_{entrants_noeudi}$: la somme des débits qui entrent au nœud i ;

$\sum Q_{sortants_noeudi}$:la somme des débits qui sortent au nœud i.

Egalement, nous avons renseigné les informations sur les nœuds (altitudes et débits), sur les tuyaux (diamètres et longueurs), sur le réservoir (volume et hauteur), sur la rugosité qui est de 150 pour les conduites en PVC (formule de Hazen-Williams pour le calcul de pertes de charge) et enfin nous avons lancé la simulation.

Le logiciel va nous donner le comportement du système, notamment la pression au niveau des nœuds et la vitesse d'écoulement dans les tuyaux. L'interprétation des résultats obtenus nous permettra ainsi de savoir si les résultats des calculs réalisés sur Excel sont acceptables. Dans le cas contraire, nous devons revoir la détermination des diamètres et la position des nœuds et éventuellement la capacité et la position du réservoir.

III.11 Etudes d'impacts environnementales et sociales

Au Burkina Faso, Plusieurs lois et règlements obligent les promoteurs privés ou publics à respecter l'environnement lorsqu'ils souhaitent réaliser des travaux de grande ampleur et d'aménagements qui peuvent avoir des impacts sur l'environnement. Par ailleurs, le décret N°2015-1187 /PRES-TRANS /PM /MERH /MATD /MME /MS /MARHASA/MICA/MHU/MIDT du 22 octobre 2015 portant conditions et procédures de réalisation et de validation de l'évaluation environnementale stratégique, de l'étude et de la notice d'impact environnemental et social. Selon l'article 4 du décret, les travaux, ouvrages, aménagements et activités susceptibles d'avoir des impacts significatifs directs ou indirects sur l'environnement sont classés en trois (03) catégories ainsi qu'il suit :

- ✓ Catégorie A : Projets soumis à EIES parce que susceptibles d'avoir des impacts négatifs importants sur l'environnement ;
- ✓ Catégorie B : Projets soumis à NIES parce que les impacts négatifs sont jugés moins importants que dans le premier cas ;
- ✓ Catégorie C : Projets exemptés d'EIES et de NIES car il ni y'a pas impacts sur l'environnement.

L'évaluation environnementale retenue pour ce projet d'AEP-MV est une Notice d'Impact Environnementale et Sociale (NIES), ceci au regard de la description du projet qu'il indique et du secteur d'activité car il s'agit d'un système d'adduction d'eau potable dans des villages.

III.11.1 Cadre juridique et règlementaire

- ✓ La Constitution du 02 Juin 1991 accorde une place prépondérante à l'environnement ;
- ✓ La Loi N°006-2013/AN du 02 avril 2013 portant code de l'environnement ;
- ✓ La loi N°008-2014/AN du 08 avril 2014 portant loi d'orientation sur le développement durable au Burkina Faso ;
- ✓ La Loi n°003-2011/AN du 05 Avril 2011 portant code forestier ;
- ✓ La Loi n°0022-2005/AN du 24 mai 2005 portant code de l'hygiène publique au Burkina Faso ;
- ✓ La loi N°002-2001/AN du 15 décembre 2004 portant loi d'orientation relative à la gestion de l'eau définit le cadre de gestion de l'eau ;
- ✓ La loi 028-2008/AN du 13 mai 2008 portant code du travail au Burkina Faso ;
- ✓ La Loi n°055-2004/AN du 21 décembre 2004 portant Code Général des Collectivités Territoriales au Burkina Faso ;
- ✓ La Loi N°034-2012/AN du 02/07/2012 portant Réorganisation Agraire et Foncière au Burkina Faso ;
- ✓ Loi N°034-2009/AN du 16 juin 2009 portant Régime foncier rural ;
- ✓ La loi N°17-2006/AN du 18 mai 2006 portant Code de l'urbanisme et de la construction au Burkina Faso ;
- ✓ La loi N°012-2014/AN du 22 avril 2014 portant loi d'orientation relative à la prévention et à la gestion des risques, des crises humanitaires et des catastrophes ;
- ✓ La Loi n°009-2018/AN portant expropriation pour cause d'utilité publique et indemnisation ;

- ✓ La loi n° 038-2018/AN du 30 octobre 2018 portant code des investissements au Burkina Faso ;
- ✓ La loi N°23-94/ADP du 19 mai 1994 portant Code de santé publique au Burkina Faso ;
- ✓ Le Décret N°2015-1187 /PRES-TRANS /PM /MERH /MATD /MME /MS /MARHASA/MICA/MHU/MIDT du 22 octobre 2015 portant conditions et procédures de réalisation et de validation de l'évaluation environnementale stratégique, de l'étude et de la notice d'impact environnemental et social ;
- ✓ Le Décret n°2001-185/PRES/PM/MEE du 07 mai 2001 portant fixation des normes de rejets de polluants dans l'air, l'eau et le sol ;
- ✓ Le Décret N°2015-1205/PRES-TRANS/PM/MERH/MEF/MARHASA/MS/MRA/ MICA/MME/MIDT/MATD du 28 octobre 2015 portant normes et conditions de déversement des eaux usées ;
- ✓ Le décret N°98-323/PRES/PM/MATS/MIHU/MS/MTT du 28 juillet 1998, portant réglementation de la collecte, du stockage, du transport, du traitement et de l'élimination des déchets urbains ;
- ✓ Le Décret N°98-321/PRES/PM/MEE/MIHU/MATS/MEF/MEM/MCC/MCIA du 28 juillet 1998 portant règlementation des aménagements paysagers au Burkina Faso ;
- ✓ Le Décret N°200-099/PRES/PM/MCIA/MEF du 23 mars 2000 portant fixation des conditions d'application du code des investissements ;
- ✓ L'arrêté interministériel n°2015-0189/MICA/MEF/MS/MRS/MARHA/MERH/MEPTSS du 03 aout 2015 relatif à l'implantation et à l'exploitation d'unité de production d'eaux préemballées ;
- ✓ L'Arrêté n° 2004-019/MECV du 07 juillet 2004 portant détermination de la liste des espèces forestières bénéficiant de mesures de protection particulière ;

III.11.2 Phases et différentes activités du projet

Les différentes phases et activités à réaliser dans le cadre de la mise en œuvre du système d'Adduction d'Eau Potable se présente comme suit :

- **Phase de Préparation du site et installation de chantier :**
  - ✓ Libération de l'emprise du projet ;
  - ✓ Installation du chantier ;
  - ✓ Débroussaillage, dessouchage et remblai des sites.
- **Phase de construction :**

- ✓ Les travaux de génie civil : gros œuvre (infrastructures et superstructures) et secondes œuvres (maçonnerie, enduits, peinture, menuiserie, revêtement et étanchéité) ;
- ✓ Les travaux de fouilles ;
- ✓ Les travaux de sondage/ foration ;
- ✓ Les travaux d'électricité y compris le raccordement au réseau électrique ;
- ✓ Les travaux de circuits de fluide : plomberie sanitaire et alimentation en eau potable ;
- ✓ Démantèlement des baraques de chantier, évacuation des déchets divers, mise à niveau et nivellement du terrain.

- **Phase d'exploitation/maintenance :**
  - ✓ Aménagement paysager (embellissement et divers) ;
  - ✓ Recrutement et formation des formateurs et du personnel administratif ;
  - ✓ Fonctionnement du site ;
  - ✓ Gestion du site : déchets résultants des résidus des travaux, maintenances diverses, santé - sécurité.

III.11.3 Approche méthodologique de la NIES

L'analyse et le traitement des données ont été faits suivant les déductions basées sur le retour d'expérience et les dires d'experts de terrain. L'identification des impacts a été basée sur les techniques éprouvées telles que la matrice d'interrelation de Léopold et quant à l'évaluation de l'importance des impacts, elle a été faite suivant la grille de la matrice de FECTAU (SAWADOGO, 2022).

Ainsi, les données qualitatives ont fait l'objet d'une codification pour servir à la construction de la matrice d'interrelations des impacts avec les éléments récepteurs pertinents de l'environnement. Toute cette activité a permis d'identifier et d'évaluer les risques et impacts des différentes activités du projet sur l'environnement. De proposer des mesures d'atténuations/bonifications assorties d'un plan de gestion environnementale et sociale du projet (SAWADOGO, 2022).

- **Matrice de Léopold**

Pour identifier les impacts environnementaux et sociaux du projet, une matrice de Léopold modifiée a été élaborée. Cet outil croise, d'une part, les phases et activités du projet et, d'autre part, les principales composantes du milieu, afin de faire ressortir les impacts potentiels à considérer dans l'évaluation (SAWADOGO, 2022).

- **Matrice de FECTEAU**

Quant à l'évaluation de l'importance des impacts, elle repose sur une méthodologie (la Grille de détermination de l'importance absolue de l'impact de (Martin FECTEAU, 1997), qui intègre les paramètres de la durée, de l'étendue, de l'intensité de l'impact négatif et de la valeur de la composante affectée (SAWADOGO, 2022). Les trois premiers paramètres sont agrégés en un indicateur de synthèse pour définir l'importance absolue de l'impact. La matrice de Fecteau est utilisée pour évaluer l'importance de chaque impact identifié à partir de trois critères :

I : Intensité de l'impact (faible = 1 ; moyenne = 2 et forte = 3) ;

E : Étendue de l'impact (locale = 1 ; zone du projet = 2 et régionale = 3)

D : Durée de l'impact (courte = 1 ; moyenne = 2 et longue = 3).

L'importance absolue de l'impact est obtenue par la moyenne des trois critères : (I+E+D)/3

III.12 Etude financière du projet

III.12.1 Estimation du coût global du projet

L'étude du coût global du projet a pour but de connaitre la somme totale à débourser par le bailleur pour la réalisation du projet. Pour ce faire nous avons procédé à une estimation du métré des travaux à savoir :

- ✓ L'inventaire des pièces hydrauliques nécessaires à la mise en œuvre du réseau ;
- ✓ La longueur totale des conduites selon les différents diamètres et pressions nominaux ;
- ✓ Les travaux complémentaires pour la mise en œuvre des ouvrages du projet.

Ensuite nous procéderons à une évaluation des prix unitaires en utilisant la mercuriale des bâtiments et travaux publics de la région de Oubri.

III.12.2 Estimation du prix de revient du mètre cube d'eau

L'étude socio-économique ayant révélée une volonté des populations à payer pour le service de l'eau, il est important donc de dégager l'ensemble des charges supportées par le système en vue de proposer une tarification de l'eau à même d'assurer la viabilité du projet.

Le prix de revient du mètre cube d'eau est le coût total associé à la production et à la distribution d'un mètre cube d'eau potable. Il comprend tous les coûts liés à l'ensemble du processus, depuis la captation de la source d'eau jusqu'au robinet du consommateur. Le prix de revient du mètre

cube d'eau est crucial pour déterminer le coût réel de la fourniture d'eau potable et peut influencer la tarification pour les consommateurs. Il est souvent utilisé dans le cadre de l'analyse financière des services d'eau potable pour garantir la viabilité économique et la durabilité du système.

- **Charges d'exploitation**

Les charges d'exploitation regroupent les charges d'entretien, de maintenance, de pièces de rechanges, de consommation d'énergie et la prise en charge du personnel d'exploitation du système (DIBLONI, 2023).

Tableau 4 : Guide de calcul des charges d'exploitation

Désignation	**Pourcentage/coûts retenus**
Coût d'entretien annuel du réservoir de stockage	1% à 1,5% du coût d'investissement
Coût d'entretien annuel des conduites (adduction et distribution)	1% à 2% du coût d'investissement
Coût d'entretien annuel du système photovoltaïque	1% à 2% du coût d'investissement
Coût annuel des pièces de rechanges	1 000 000 FCFA/an
Consommation spécifique de l'énergie de la SONABEL	0,58 KWh/m^3
Coût annuel de préparation de la solution du chlore	1g/m^3 au prix de 5000f/Kg
Coût annuel du contrôle qualité de l'eau pour le laboratoire	200 000FCFA/an
Prise en charge annuelle du chef de centre (01)	600 000 FCFA/an
Prise en charge annuelle des fontainiers (10)	3 000 000 FCFA/an
Prise en charge annuelle du gardien (1)	300 000 FCFA/an

- **Volume d'eau facturé et produit**

$$V_{EF} = Besoin\ moyen\ journalier \times 365$$	(60)

$$V_{EP} = \frac{V_{EF}}{rendement\ du\ réseau}$$	(61)

- **Calcul des annuités des amortissements des équipements du système**

L'amortissement est la dépréciation irréversible d'un bien suite à son utilisation, son vieillissement ou son obsolescence. Il correspond à l'étalement du coût d'acquisition du bien sur sa durée de vie théorique.

Dans la présente étude, les équipements concernés par l'amortissement sont les pompes, les ouvrages de génie civil et le système photovoltaïque.

Le calcul des amortissements annuels se fera avec et sans actualisation.

- ✓ **Annuité sans taux d'actualisation** :

$$\boldsymbol{a = \frac{S_o}{N}}$$	(62)

- ✓ **Annuité avec taux d'actualisation** :

$$\boldsymbol{a = \frac{\alpha \times S_o}{(1 - \frac{1}{(1+\alpha)^N}}}$$	(63)

Avec :

$\boldsymbol{a}$: Annuité ;

$\boldsymbol{S_o}$: Montant d'investissement initial ;

N : durée de l'amortissement ;

α : taux d'actualisation ($\alpha = 5\%$).

- **Calcul du prix de revient du mètre cube d'eau**

Le prix de revient du mètre cube d'eau peut être calculé de plusieurs façon en tenant compte ou non des amortissements avec actualisation ou sans actualisations. Les méthodes de calcul sont les suivantes :

- ✓ **Prix de revient du mètre cube sans amortissement :**

$$\boldsymbol{PR_1 = \frac{Total\ charge\ d'exploitation}{V_{EF}}}$$

- ✓ **Prix de revient du mètre cube d'eau avec amortissement des ouvrages de moins de 10 ans sans actualisation :**

$$PR_2 = \frac{Total\ charge\ d'exploitation + Total\ amortissement\ (\leq 10\ ans)\ sans\ actual}{V_{EF}}$$

- ✓ **Prix de revient du mètre cube d'eau avec amortissement des ouvrages et équipements de moins de 10 ans avec actualisation :**

$$PR_3 = \frac{Total\ charge\ d'exploitation + Total\ amortissement\ (\leq 10\ ans)\ avec\ actual}{V_{EF}}$$

- ✓ **Prix de revient du mètre cube d'eau avec tous les amortissements sans actualisation :**

$$PR_4 = \frac{Total\ charge\ d'exploitation + Total\ tout\ amortissement\ sans\ actualisation}{V_{EF}}$$

IV. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE

Dans cette partie, il sera présenté les résultats relatifs aux paramètres essentiels, notamment les résultats du diagnostic de la situation actuelle de l'AEP de la zone d'étude, de l'estimation de la population et des besoins en eau et débit de dimensionnement à l'horizon du projet, l'évaluation des ressources en eau disponibles, ainsi que le dimensionnement du réseau de distribution, du réservoir de stockage et du réseau d'adduction, de même que l'estimation de l'énergie nécessaire au fonctionnement du système. Elle intègre également les résultats de la notice d'impact environnemental et social, ainsi que l'analyse financière du projet en vue d'en apprécier la viabilité.

IV.1 Diagnostic/Situation actuelle de l'AEP de la zone d'étude

La situation actuelle de l'approvisionnement en eau potable des villages de Oubri-Yaoghin et de Bagadogo révèle des insuffisances importantes liées à la faible fonctionnalité des infrastructures hydrauliques, aux pannes fréquentes des ouvrages et à leur mauvaise répartition spatiale. Malgré l'existence de points d'eau modernes dans les deux localités, les conditions actuelles d'approvisionnement ne permettent pas de garantir un accès durable, équitable et sécurisé à l'eau potable pour l'ensemble des populations.

À Oubri-Yaoghin, le taux d'accès à l'eau potable est estimé à environ 75 %. Le village dispose de dix (10) forages équipés de Pompes à Motricité Humaine (PMH) ainsi que d'un Poste d'Eau Autonome (PEA). Toutefois, seuls trois (03) ouvrages sont actuellement fonctionnels, soit un taux de fonctionnalité d'environ 30 %. Cette situation entraîne une forte pression sur les rares points d'eau disponibles, aggravée par la présence d'un important cheptel et par les faibles débits des PMH. Plusieurs quartiers ne disposent d'aucun point d'eau fonctionnel, obligeant les populations à parcourir de longues distances et à faire face à des temps d'attente élevés, surtout en saison sèche (Socio-économique, 2025).

À Bagadogo, le taux d'accès théorique à l'eau potable est estimé à environ 100 %, le village étant desservi exclusivement par quatre (04) forages équipés de PMH. Cependant, seuls deux (02) ouvrages sont fonctionnels, soit un taux de fonctionnalité d'environ 50 %. Malgré cette couverture théorique satisfaisante, les pannes fréquentes des PMH et leur mauvaise répartition dans l'espace limitent fortement la disponibilité réelle de l'eau potable et créent des disparités d'accès entre les différents secteurs du village (Socio-économique, 2025).

Les deux villages partagent les mêmes infrastructures sanitaires, notamment le Centre de Santé et de Promotion Sociale (CSPS), qui ne dispose pas de forage fonctionnel propre et dépend d'un

forage communautaire éloigné. Cette situation compromet les conditions d'hygiène et le bon fonctionnement des services sanitaires (Socio-économique, 2025).

Malgré ces difficultés, plusieurs atouts favorisent la mise en place d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) ou Multi-Villages (AEP-MV), notamment l'existence de ressources en eau exploitables, l'adhésion des populations aux projets d'eau potable et une capacité de paiement jugée satisfaisante. Ainsi, le diagnostic met en évidence la nécessité de développer un système d'alimentation en eau potable plus performant, durable et mieux réparti afin d'améliorer durablement les conditions de vie des populations de Oubri-Yaoghin et de Bagadogo.

IV.2 Estimation de la population

La population de la zone d'étude a été estimée sur la base du taux d'accroissement communal de la population qui est de 2,64% sur une durée de 24 ans allant de 2026 à 2050 (horizon du projet). Les résultats sont consignés dans le tableau 5.

Tableau 5 : Estimation de la population à l'horizon du projet

Année	**2019**	**2026**	**2030**	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**
Population totale	2501	3001	3330	3793	4320	4920	5603

La population totale à l'horizon du projet est estimée à 5603 habitants.

IV.3 Estimation des besoins en eau du projet

Les besoins en eau de la population à l'horizon du projet sont estimés sur la base des consommations spécifiques (aux niveaux des BF et BP) et du nombre de la population.

Le résumé des calculs se trouve dans le tableau 6.

Tableau 6 : Estimation des besoins en eau du projet

Année	**Unité**	**2026**	**2030**	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**
Désignation							
Population totale	hbt	3001	3330	3793	4320	4920	5603
Taux de desserte Projet (hypothèse)	%	56,4	80	85	90	95	100
Population desservie par le Projet	hbt	1693	2664	3225	3888	4035	5603
Borne fontaine (BF)							
Taux de desserte des BF	%	28,2	24	29	34	39	44

Année	Unité	2026	2030	2035	2040	2045	2050
Désignation							
Population desservie par les BF	hbt	847	800	1100	1469	1919	2466
Nombre de personnes par BF selon le PN-AEP	hbt	500	500	500	500	500	500
Nombre réel de BF à installer	U	3	3	3	4	6	10
Consommation spécifique moyenne des BF	l/jr/hbt	20	20	20	20	20	20
Consommation journalière moyenne des BF	m3/j	16,9	16	22	29,4	38,4	49,32
Branchement privé (BP)							
Taux de desserte des BP	%	28,2	56	56	56	56	56
Population desservie par les BP	hbt	847	1865	2125	2420	2756	3138
Nombre de personnes par BP selon le PN-AEP	hbt	10	10	10	10	10	10
Nombres de BP réels à réaliser	U	85	191	218	247	282	321
Consommation spécifique moyenne des BP	l/jr/hbt	25	25	25	25	25	25
Consommation journalière moyenne des BP	m3/j	21,2	46,6	53,1	60,5	68,9	78,45
Besoins et demandes							
Besoins journaliers domestiques	m3/j	38,12	62,63	75,13	89,88	107,28	127,77
Autres besoins (Activités économique, Ecoles, CSPS…)	%	10	10	10	10	10	10
Besoins non domestiques	m3/j	3,81	6,26	7,51	8,99	10,73	12,78
Besoins totaux journaliers moyens	m3/j	41,93	68,89	82,64	98,87	118,01	140,55
Coefficient de pointe journalier Cpj		1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Besoin en eau du jour de pointe	m3/j	50,31	82,67	99,18	118,64	141,61	168,66
Rendement global du réseau	%	100	95	95	90	85	85
Demande en eau du jour de pointe	m3/j	50,31	87,02	104,40	131,82	166,60	198,42

Sur la base des consommations spécifiques retenues pour les bornes-fontaines (**20 l/j/hab**) et pour les branchements particuliers (**25 l/j/hab**), le besoin moyen total journalier en eau pour une population totale desservie de **5603** habitants à l'horizon du projet du projet en **2050** est estimé à **140,55 m³/j**, dont **127,77 m³/j** pour la consommation domestique et **12,78 m³/j** pour les usages non domestiques. Quant à la demande en eau du jour de pointe, elle est estimée à **198,42 m³/j**. les résultats complets se trouvent en annexes 1.

IV.4 Résultats du dimensionnement du réseau de distribution

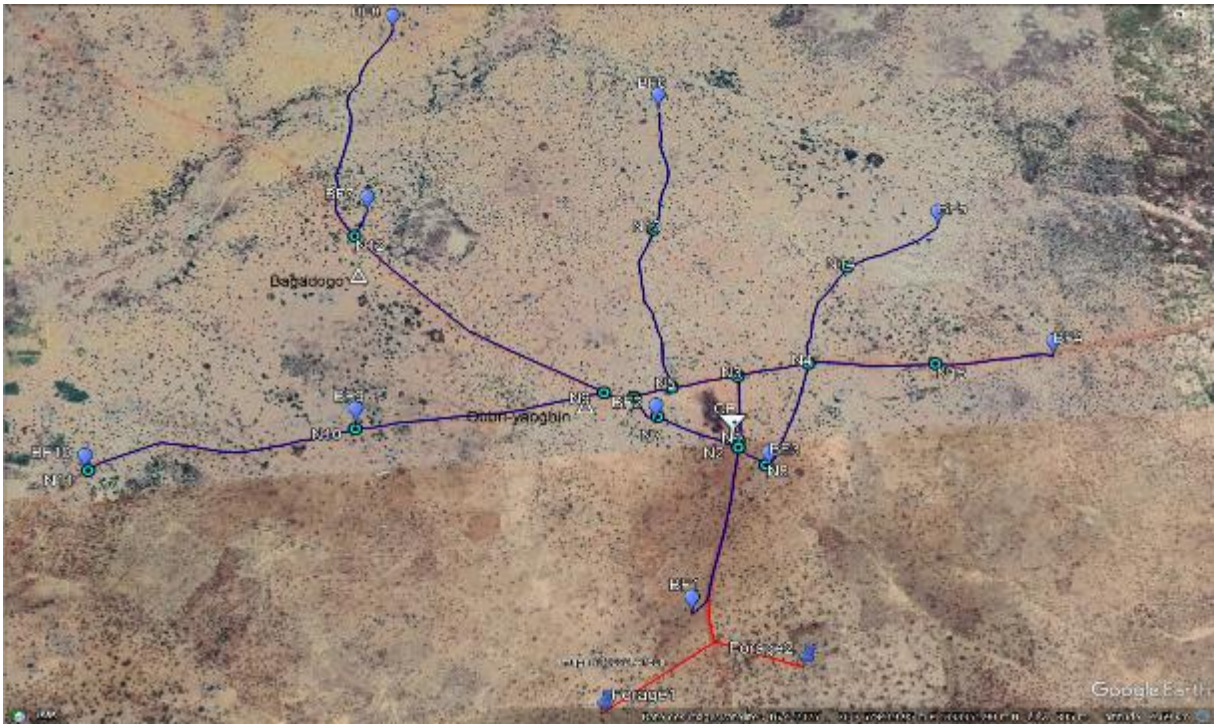


Figure 3 : Tracé du réseau de distribution

Le réseau de distribution est constitué de **27 tronçons** avec une longueur totale de **11 590,10 m** et composé de **02 mailles** et de **10 ramifications**. Faut noter que les branchements particuliers sont principalement situés sur les parties maillées et sur quelques parties ramifiées où il y'a une concentration présente et éventuellement future des concessions.

Le réseau de distribution est dimensionné pour supporter les besoins en eau de la population pendant l'heure et le jour de pointe. Le débit de distribution total (débit de pointe horaire total) est de **18,75 l/s** dont **11,25 l/s** pour les **BP** et **7,5l/s** pour les **BF**. Le dimensionnement a consisté à la détermination des débits d'eau passant dans les conduites, des diamètres théoriques et commerciaux des conduites ainsi que les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites et les pressions aux nœuds.

Dans cette partie, nous avons présenté d'abord les résultats du dimensionnement de la partie maillée et ensuite ceux de la partie ramifiée.

IV.4.1 Résultats de dimensionnement de la partie maillée

Le tableau 8 donne le résumé des résultats du dimensionnement des deux (02) mailles. Le dimensionnement complet se trouve à l'annexe 4.

D'abord, on a la partie qui relie le château d'eau au nœud 1 qui nous a permis de caler provisoirement la côte radier du réseau afin de vérifier si les pressions sont conformes sur tous les nœuds du réseau (maillé et ramifié). Les résultats sont consignés dans le tableau 7.

Tableau 7 : Résultat calcul de la côte de calage du réservoir

Tronçons	L (m)	Q (m3/s)	DN (mm)	ΔH (m)	∑ΔH (m)	Z aval (m)	P_service (m)	Zmin imposé par X (m)	Paval (m)	Vr (m/s)
CE – N1	28,2	0,01875	200	0,081	0,081	329,594	10	339,675	11,69	0,73
Côte minimale du château imposé (m)								339,675		
Côte TN du château (m)								329,365		
Hauteur sous radier (m)								10,31		
Hauteur retenue (m)								**12**		
Cote minimale du radier du château retenue (m)								341,365		

D'une hauteur sous radier de **10,31 m** calculée, nous avons retenu **12 m** soit une augmentation de la pression de **1,69** m qui sera appliquée sur chaque nœud du réseau de distribution.

Tableau 8 : Résultats du dimensionnement de la partie maillée

Mailles	Tronçons	L (m)	Q (m^3/s)	DN (m)	Vr (m/s)	Hamont (m)	Haval (m)	Zaval (m)	Paval (m)
Maille 1	N1 - N3	312	0,00799	125	0,80	341,284	339,463	324,995	14,47
	N3 - N4	309	0,00351	90	0,67	339,463	337,522	322,794	14,73
	N4 - N8	529	0,00328	90	0,63	337,522	340,453	328,914	11,54
	N8 - N2	144	0,00295	90	0,57	340,453	341,111	329,805	11,31
	N2 - N1	29,7	0,01076	140	0,86	341,111	341,284	329,594	11,69
Maille 2	N1 - N2	29,7	0,01076	140	0,86	341,284	341,111	329,805	11,31
	N2 - N7	362	0,00671	110	0,86	341,111	338,250	321,656	16,59
	N7 - N6	158	0,00986	125	0,98	338,250	336,888	321,402	15,49
	N6 - N5	165	0,00547	110	0,70	336,888	337,779	322,594	15,18
	N5 - N3	288	0,00799	125	0,80	337,779	339,463	324,995	14,47
	N3 - N1	312	0,00799	125	0,80	339,463	341,284	329,594	11,69

L'application de la méthode de Hardy-Cross a conduit à la convergence des calculs après **onze (11) itérations**. À l'issue de ces itérations, les corrections de débit étaient de l'ordre de $\mathbf{10^{-15}}$, indiquant que l'équilibre hydraulique des mailles était atteint avec une très grande précision.

IV.4.2 Résultats du dimensionnement de la partie ramifiée

Le tableau 9 donne le résumé des résultats du dimensionnement de 10 ramifications. Le dimensionnement complet se trouve à l'annexe 4.

Tableau 9 : Résultats du dimensionnement de la partie ramifiée

Tronçons	L (m)	Q (m3/s)	DN (mm)	Hamont (m)	Haval (m)	Z aval (m)	Paval (m)	Vr (m/s)
N8 - BF3	17,3	0,00075	63	340,453	340,418	328,703	11,72	0,29
N2 - BF1	799	0,00075	63	341,111	339,470	320,749	18,72	0,29
N4 - N15	486	0,00116	63	337,522	335,279	323,393	11,88	0,46
N15 - BF4	486	0,00075	63	335,279	334,281	326,288	7,99	0,29
N4 - N14	493	0,00117	63	337,522	335,225	318,343	16,88	0,46
N14 - BF5	493	0,00075	63	335,225	334,213	319,293	14,92	0,29
N7 - BF2	23,3	0,00075	63	338,250	338,203	321,671	16,53	0,29
N5 - N13	720	0,00136	63	337,779	333,331	313,614	19,72	0,53
N13 - BF6	720	0,00075	63	333,331	331,853	311,535	20,32	0,29
N6 - N9	135	0,00853	125	336,888	335,995	320,980	15,02	0,85
N9 - N10	1060	0,00414	110	335,995	332,570	308,268	24,30	0,53
N10 - BF9	24,5	0,00075	63	332,570	332,519	314,202	18,32	0,29
N10 - N11	1130	0,00171	90	326,570	330,695	308,324	22,37	0,33
N11 - BF10	32,1	0,00075	63	330,695	330,629	314,205	16,42	0,29
N9 - N12	1330	0,00263	90	335,995	331,093	310,406	20,69	0,50
N12 - BF7	136	0,00075	63	331,093	330,814	310,111	20,70	0,29
N12 - BF8	1180	0,00075	63	331,093	328,671	309,770	18,90	0,29

Les résultats du dimensionnement des deux parties du réseau de distribution nous ont donné les informations suivantes :

- ✓ Les vitesses d'écoulements sont comprises entre : **0,22 m/s et 0,98 m/s** ;
- ✓ Les pressions au nœuds sont comprises entre : **9,84 m et 24,30 m** ;
- ✓ Les diamètres commerciaux sont compris entre : **63 mm et 200 mm ;**
- ✓ La côte radier du réservoir est de **341,365 m.**

Ces valeurs (vitesses et pressions) sont très satisfaisantes car elles respectent les conditions de vitesse et de pression définies dans le cadre du présent projet.

Le réseau de distribution présente une longueur totale de **11 590,10 m** avec des diamètre de conduites qui varient de **63 mm à 200 mm**. Les diamètres commerciaux ont été choisis dans le catalogue des conduites en **PVC** avec une pression nominale de **10 bars.** Le récapitulatif des diamètres de conduites se trouve dans le tableau 10.

Tableau 10 : Récapitulatif des diamètres et longueurs des conduites de distribution

Diamètre Nominal DN (mm)	Longueur (m)
200	28,2
140	29,7
125	893
110	1587
90	3442
63	5610
Longueur Total (m)	**11590,10**

IV.5 Résultats du dimensionnement du réservoir/château d'eau

IV.5.1 Capacité utile, dimensions et côte de calage du réservoir

La capacité utile du réservoir est déterminée suivant la méthode forfaitaire qui est égale à 50% de la demande journalière de pointe en considérant l'énergie solaire comme prioritaire pour le pompage, Le tableau 11 nous donne les résultats de la capacité utile et des dimensions du réservoir.

Tableau 11 : Résultats de dimensionnement du réservoir

Paramètres	Unité	Valeurs
Consommation journalière de pointe	(m^3/h)	198,42
Proportion retenue	(%)	50
Capacité utile de réservoir	(m^3)	99,21
Capacité utile du réservoir retenue	(m^3)	100
Hauteur du réservoir	(m)	6,3
Diamètre du réservoir	(m)	4,50
Hauteur du réservoir retenu	(m)	6,3
Diamètre du réservoir retenu	(m)	4,50
Volume constructif réel	(m^3)	100,00
Côte TN du radier	(m)	329,37
Hauteur sous radier retenue	(m)	12,00
Côte radier retenue	(m)	341,37
Côte trop plein	(m)	347,67

Il ressort de ce tableau que la capacité utile du château est de **100 m^3**. En tenant compte des dispositions constructives, des facteurs économiques et de facilité de mise en œuvre, nous optons pour un **château d'eau métallique de forme cylindrique** avec un diamètre de **4,50 m** et une hauteur de **6,30 m**.

Aussi pour avoir les pressions de service souhaitées aux niveaux des nœuds (10 m aux niveaux des BP et de 5 m aux niveaux des BF). La hauteur sous radier doit être de **12 m** donc la côte radier du réservoir est de **341,37 m**.

IV.5.2 Traitement de l'eau

Les eaux de forages sont généralement exemptées de contaminations extérieures mais des risques de contamination sont à craindre au cours du transport dans les conduites (fuites) et des interventions au niveau du château d'eau et du réseau. A cet effet, nous avons proposé un traitement au chlore pour protéger le système contre d'éventuelles pollutions. Le traitement par la désinfection au chlore sera à ainsi appliqué. Le chlore utilisé pourrait être sous la forme de pastilles de chlore (injection manuelle) ou soit par une pompe doseuse avec une préparation de l'hypochlorite de calcium dans un bac. Les tableaux ci-dessous montrent les résultats du dimensionnement de la pompe doseuse et du bac utilisés pour la préparation de la solution.

Tableau 12 : Calcul du débit de la pompe doseuse

q=(T*Q)/C		
T(g/m3)	1,5	Taux de traitement
C(g/l)	5	Concentration de Ca(Ocl)2
Q(m3/h)	20	Débit d'eau brute
q(l/h)	6	Débit de la pompe doseuse
R	80%	Rendement pompe
q(l/h)	7,5	Débit pompe calculé
q(l/h)	**8**	**Débit pompe retenu**

Tableau 13 : Calcul du volume de bac de préparation de la solution

V=M/C		
M(Ca(ClO)2)	143,08	Masse(g)
M((Cl)2)	71	Masse(g)
Chlore actif	60%	Titre chlore actif/Ca(OCl)2
M/V(Produit)	5,04	Masse volumique (g/m3)
M(Produit)	377,85	Masse nécessaire (g)
V(bac)	**75,57**	**Volume du bac (L)**
V(bac)	**75**	**Volume retenu du bac (L)**

Les résultats de la désinfection par le chlore montre qu'il faut une pompe doseuse de type DOSATRON d'un débit de 8 l/h et un bac d'une capacité de cinquante (75) litres pour assurer le traitement de l'eau.

Aussi, le chlore a besoin d'un temps de contact pour que sont effet soit effectif. Le chlore par exemple étant volatile, il est établi qu'au bout de 48 heures le chlore résiduel dans l'eau, même s'il n'est utilisé pour combattre une pollution, se volatilise dans l'atmosphère. Egalement, on est amené à vérifier que la capacité utile n'autorise pas un temps de séjour supérieure à deux jours (48 heures). Les résultats ci-dessous dans le tableau confirme ces dires avec un temps de séjour inférieur à deux (02) jours et un temps de contact supérieur à deux (02) heures.

Tableau 14 : Résultats de vérification du temps de contact et du temps de séjour

Vérification temp de contact		Vérification temp de séjour	
Tc (h) = Cu / Qph		Ts = Cu / Qmh	
Cu (m^3)	100	Cu (m^3)	100
Qph (m^3/h)	49,50	Qmh (m^3/j)	396,72
Tc = Cu / Qph	2,02	Ts = Cu / Q	0,252
Tc < 2h	**BON**	**Ts < 2j**	**BON**

Avec un temps de contact de 2,02 et un temps de séjour de 0,25 j, on peut dire que les résultats obtenus sont conformes aux objectifs visés pour l'ensemble des deux paramètres et que le désinfectant garde toujours son efficacité.

IV.5.3 Equipements du réservoir

Les équipements du château d'eau permettent d'avoir accès au château mais aussi une meilleure exploitation et un entretien convenable (ZOUNGRANA, 2003). Ce sont entre autres :

- ✓ **Une conduite d'alimentation** par surverse terminée par un col de cygne légèrement plongeant dans la tranche d'eau ;
- ✓ **Une conduite de vidange** partant du fond au sol. Il sera dirigé vers un endroit approprié. Un dispositif de bouchon hydraulique est utile pour éviter les entrées d'insectes et autres éléments indésirables ;
- ✓ **Une conduite de trop plein**, elle ne comporte pas de vanne. La vidange y est généralement raccordée. Une vanne de sectionnement juste avant le raccordement ;
- ✓ **Un «by-pass »** équipé d'une vanne permet d'isoler la cuve en cas de problème sans que la distribution ne soit perturbée : pendant la phase d'isolement, le refoulement est dévié dans la conduite de distribution ;

- ✓ **Deux autres vannes** seront disposées sur la conduite de distribution et la conduite de refoulement au-dessus du by-pass ;
- ✓ **Un dispositif de visualisation** extérieur du niveau d'eau ;
- ✓ **Une cheminée d'aération** sur le toit supérieur et protégée par une grille contre les insectes ;
- ✓ **Une échelle d'accès** extérieure protégée par un garde-corps ;
- ✓ **Une échelle d'accès** intérieur fixée sur le fond de la cuve.

IV.6 Disponibilités des ressources en eau

La ressource en eau disponible doit être capable de répondre aux besoins en eau du jour de pointe qui est de **198,42 m³/j** avec un temps de pompage de **12 h/j**.

Le tableau 15 résume le débit d'adduction nécessaire pour le système AEP-MV.

Tableau 15 : Débit d'adduction

Désignation	Unité	Valeur
Demande du jour de pointe	m^3/j	198,42
Temps de pompage	h/j	12
Débit d'adduction	m^3/h	16,5

Le débit d'adduction est de 16,50 m^3/h et compte tenu du contexte hydrogéologique de la zone (qui est un peu favorable), nous avons implanté deux forages de débit d'exploitation de 10 m^3/h chacun qu'on va associer en parallèle avec un temps de pompage de 12h/j, ce qui veut dire qu'on va plus utiliser l'énergie solaire (7h/j) et le reste (5h) du temps de pompage sera complétée par l'énergie de la SONABEL (réseau de la SONABEL couvrant déjà tous les villages de la zone du projet). Aussi, des études géophysiques ont été réalisées pour implanter les deux forages (10 m^3/h) pour satisfaire la demande en eau du jour de pointe du système.

Les caractéristiques techniques des forages sont consignées dans le tableau 16.

Tableau 16 : Caractéristiques des forages

Forage	Débit d'exploitation (m^3/h)	Niveau dynamique (m)	Côte TN forage (m)	Côte niveau dynamique
F1	10	50	317,371	267,371
F2	10	50	319,811	269,811

Etant donné que les forages n'ont pas encore été réalisés, nous nous sommes basés sur les fiches d'exploitation des forages existant dans la zone d'étude pour fixer une profondeur moyenne des forages de 100 m avec un débit moyen d'exploitation de 10 m^3/h et un niveau dynamique moyen de 50 m pour chaque forage.

IV.7 Résultats du dimensionnement du réseau d'adduction



Figure 4 : Tracé du réseau d'adduction

L'adduction se fera par refoulement directe à l'aide de pompes immergées dans des forages qui amèneront l'eau jusqu'au château d'eau.

Le réseau d'adduction a une longueur totale de **1874 m** et est composé de deux (02) forages montés en parallèles (pour augmenter le débit) qui se joignent en une seule conduite avant de relier le château d'eau.

IV.7.1 Choix des conduites d'adduction et vitesse d'écoulement

Les tableaux 17, 18 et 19 présentent le résumé du dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement directe des forages vers le château d'eau.

Tableau 17 : Choix de la conduite d'adduction du forage 1 au point de jonction P

Formule	Qexpl (m^3/h)	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	U(m/s)	Condition de flamant	Vérification	Condition GLS	Vérification
Bresse	10,00	79,06	90	110	0,436	0,69	VRAI	1,16	VRAI
Bresse modifiée	10,00	112,46	130,8	160	0,207	0,73	VRAI	1,27	VRAI
Munier	10,00	65,35	73,6	90	0,653	0,67	VRAI	1,10	VRAI
Bonin	10,00	52,70	61,4	75	0,938	0,66	FAUX	1,05	VRAI
Bedjaoui	10,00	66,93	73,6	90	0,653	0,67	VRAI	1,10	VRAI

Tableau 18 : Choix de la conduite d'adduction du forage 2 au point de jonction P

Formule	Qexpl (m3/h)	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	U (m/s)	Condition de flamant	Vérification	Condition GLS	Vérification
Bresse	10	79,06	90	110	0,436	0,69	VRAI	1,15	VRAI
Bresse modifiée	10	112,46	114,6	140	0,269	0,71	VRAI	1,23	VRAI
Munier	10	65,35	73,6	90	0,653	0,67	VRAI	1,10	VRAI
Bonin	10	52,70	61,4	75	0,938	0,66	FAUX	1,05	VRAI
Bedjaoui	10	66,93	73,6	90	0,653	0,67	VRAI	1,10	VRAI

Tableau 19 : Choix de la conduite d'adduction du point de jonction P au château

Formule	Qexpl (m3/h)	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	U (m/s)	Condition de flamant	Vérification	Condition GLS	Vérification
Bresse	20	111,80	114,6	140	0,53	0,714	VRAI	1,230	VRAI
Bresse modifiée	20	141,68	147,2	180	0,32	0,747	VRAI	1,310	VRAI
Munier	20	92,42	102,2	125	0,67	0,702	VRAI	1,196	VRAI
Bonin	20	74,53	90	110	0,87	0,69	FAUX	1,158	VRAI
Bedjaoui	20	94,66	102,2	125	0,67	0,70	VRAI	1,196	VRAI

Nous avons opté pour les choix de diamètres des différentes conduites d'adduction, les résultats de la formule de Munier car ils vérifient les conditions hydrauliques recommandées, notamment les critères de Flamant et de GLS, relatifs aux vitesses admissibles et aux pertes de charge dans les conduites. Ce choix est également basé sur l'aspect économique car il permet d'optimiser le fonctionnement hydraulique du système tout en contribuant à la réduction des coûts énergétiques liés au pompage et au transport de l'eau, comparativement aux autres conduites qui vérifient les conditions hydrauliques recommandées mais qui ont des vitesses beaucoup plus petites.

IV.7.2 Hauteur Manométrique Totale (HMT)

La Hauteur Manométrique Totale (HMT) a été calculée pour les deux forages du réseau d'adduction. Les résultats de calculs de la HMT de chaque forage sont consignés dans le tableau 20.

Tableau 20 : Calculs des HMT

Tronçon	L (m)	Q (m3/h)	DN (mm)	ΔHt (m)	∑ΔHt (m)	ND (m)	Hg (m)	HMT calculée (m)	HMT retenue (m)
Pieds cuve – Côte déversement	18,3	20	125	0,089	0,089				
Jonction P – CE	950	20	125	4,619	4,708				
Exhaure	55	10	90	0,366	0,366				
F1 – Jonction P	556	10	90	3,705	8,779	267,371	80,294	89,073	90
F2 – Jonction P	368	10	90	2,452	7,527	269,811	77,854	85,381	90

La HMT retenue pour chaque forage est de 90 m.

IV.7.3 Choix des pompes

Le choix des pompes immergées de notre système est fait sur la base des débits des forages et des Hauteurs Manométrique Totale (HMT) en ligne dans le catalogue Grundfos. Les caractéristiques requises pour chaque pompe sont consignées dans le tableau 21.

Tableau 21 : caractéristiques requises pour le choix des pompes

Désignation	Unité	Valeur
Débit F1	m^3/h	10
Débit F2	m^3/h	10
HMT F1	m	90
HMT F2	m	90

Etant donné que les forages ont les mêmes caractéristiques (débits et HMT), nous alors choisir un seul type de pompe pour les deux forages.

La pompe choisie est une intersection du débit nominal et de la HMT sur le catalogue Grundfos. Les résultats du choix de la pompe ainsi que ses caractéristiques sont dans le tableau 22.

Tableau 22 : Résultats du choix des pompes et leurs caractéristiques

Désignation	Marque	N [tr/min]	Type moteur	U [V]	R_m+p (%)	R_p (%)	P [kW]	In [A]	Cos Phi	D_moteur
Forage 1	SP9-21	2900	MS 4000	400	51,6%	65,9%	4,94	9,6	0,85	4''
Forage 2	SP9-21	2900	MS 4000	400	51,6%	65,9%	4,94	9,6	0,85	4''

IV.7.4 Point de fonctionnement du système

Le point de fonctionnement est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et celle du réseau. Il représente les conditions de fonctionnement idéale de l'adduction.

Le courbe caractéristique de la pompe (fournie par le fabricant) représente ses possibilités de fonctionnement avec son rendement et celle du réseau représente l'évolution de ses pertes de charge en fonction du débit. Donc nous avons construit d'abord la courbe caractéristique de chaque pompe et ensuite construit la résultante de la courbe caractéristique des deux pompes. C'est l'intersection de cette dernière avec celle du réseau qui a donné le point de fonctionnement du système d'adduction avec l'association de deux pompes en parallèles (ZOURE, 2023).

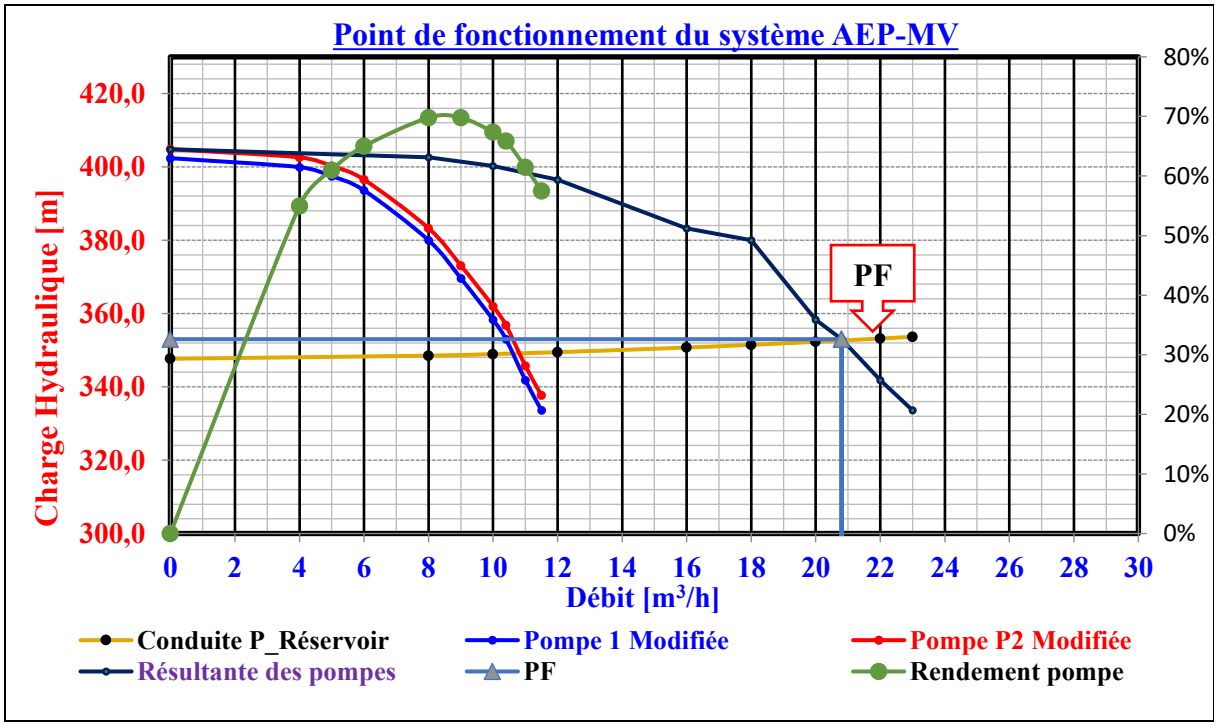


Figure 5 : Point de fonctionnement du système AEP-MV

Au point de fonctionnement, les deux pompes indiquent respectivement un débit de **10,2 m³/h** et un rendement de **65%** pour la pompe 1 et d'un débit de **10,6 m³/h** et un rendement de **64%** pour la pompe 2 à une **charge hydraulique de 353 m.** Le point de fonctionnement du système (association en parallèle des deux pompes) indique un débit de **20,8 m³/h** avec une charge hydraulique de **353 m.**

IV.7.5 Vérification du coup de bélier

Le résumé de la vérification du coup de bélier de chaque forage est consigné dans le tableau 23.

Tableau 23 : Vérification du coup de bélier

Forage	HMT (m)	NC (m)	C (m/s)	Uo (m/s)	ΔP (m)	PN16 (m)	PMA (m)	Hmax (m)	Hmin (m)
F1	90	0	351,5	0,65	23,39	160	192	113,39	90
F2	90	0	351,5	0,65	23,39	160	192	113,39	90

La Pression Maximale Admissible (PMA =192 m) est supérieure à la Surpression (Hmax = 113,39 m). Ce qui indique que les surpressions susceptibles d'être générées dans la conduite restent dans les limites admissibles. Ainsi, aucun coup de bélier préjudiciable lié à une surpression n'est à craindre pour l'intégrité de la conduite.

Par ailleurs, la Pression minimale (Hmin = 90 m) demeure supérieure à la pression atmosphérique (atm = 10,33 m), ce qui signifie qu'aucune dépression critique ne peut se produire dans la conduite. Par conséquent, le risque de coup de bélier par dépression est également écarté.

Au regard de ces différentes vérifications hydrauliques, il peut être conclu que la pression nominale de 16 bars (PN16) retenue pour les conduites d'adduction est satisfaisante. Elle offre une marge de sécurité suffisante pour résister aux surpressions et dépressions susceptibles de résulter des variations d'écoulement de l'eau ainsi que des arrêts brusques des pompes.

IV.8 Résultats du dimensionnement énergétique du système

Le dimensionnement énergétique de la station de pompage du système vise à définir une configuration technique optimale des différentes sources d'énergie disponibles dans la zone du projet, afin d'assurer la continuité du service d'approvisionnement en eau potable au profit des populations bénéficiaires. Dans le cadre du présent projet, deux sources d'énergie ont été retenues, à savoir l'énergie solaire à travers des panneaux photovoltaïques (principale source d'énergie) et l'alimentation électrique fournie par le réseau de la Société Nationale d'Électricité du Burkina (SONABEL).

IV.8.1 Résultats du dimensionnement de l'énergie solaire du système

Les panneaux photovoltaïques prévus dans le cadre de ce projet seront installés à une hauteur de deux mètre et demi (2,50 m) au-dessus du sol. Ils seront orientés selon un angle d'inclinaison compris entre 12 et 15 degrés, permettant ainsi de maximiser la captation du rayonnement solaire.

Le tableau 24 présente la synthèse du dimensionnement du champ photovoltaïque proposé.

Tableau 24 : Résultats de dimensionnement du champ solaire

Désignation	Forage1	Forage2
Q(m^3/h)	10,00	10,00
HMT (m)	90,0	90,0
Moteur	MS 4000	MS 4000
Fréquence (Hz)	50	50
Rendement pompe (%)	65,9%	65,9%
Rendement moteur-pompe (%)	51,6%	51,6%
Ensoleillement journalier moyen (KW/m2/j)	5,5	5,5
Energie Photovoltaïque (kW/j)	36967,05426	36967,054
Puissance du champ photovoltaïque calculée (Wc)	8401,6	8401,6
Puissance du champ photovoltaïque retenue (Wc)	9000	9000
Nombre de module de 450 Wc	20	20
Nombre de module en parallèle	4	4
Nombre de module en série	5	5

Les résultats du dimensionnement indiquent que le champ photovoltaïque nécessitera une puissance crête (Pc) de **9 000 Wc (9 KWc**) pour chaque forage, destinée à assurer l'alimentation énergétique du système. Cette puissance sera fournie par vingt (**20**) modules de **450 Wc** de puissance unitaire dont quatre (04) disposés en parallèle et de cinq (05) en série pour chaque forage.

Les puissances crêtes retenues ont été déterminées en fonction des hauteurs manométriques totales (HMT), de la capacité journalière d'eau à pomper via l'énergie solaire et des différents coefficients correcteurs appliqués pour garantir un dimensionnement fiable et performant.

Aussi nous avons proposé des onduleurs pour chaque pompe afin de convertir et de réguler le courant. En rappel, l'onduleur permet de convertir le courant continu provenant des panneaux solaires en courant alternatif (L'onduleur permet de convertir le courant D.C (courant continu) en A.C (courant alternatif), utilisable par l'électropompe.

De plus l'onduleur joue un rôle de protection du système contre les coupures et les variations de tension. Les caractéristiques des onduleurs sont consignées dans le tableau 25.

Tableau 25 : Caractéristiques techniques des onduleurs pour chaque forage

Désignation	Pmp (kW)	K	Rp	Cos Phi	Pond calculée (kVA)	Pond retenue (kVA)
Forage1	4,936	1,05	65,9%	0,85	9,253	10
Forage2	4,936	1,05	65,9%	0,85	9,253	10

Un onduleur de puissance nominale de 10 kVA a été retenu pour chaque électropompe du système. Cette valeur est supérieure à la puissance totale du générateur photovoltaïque, ce qui constitue un choix technique approprié afin de garantir le bon fonctionnement de des installations et de limiter les risques de surcharge des équipements.

IV.8.2 Résultats du dimensionnement de l'énergie électrique de la SONABEL du système

La zone d'étude du projet est desservie par le réseau électrique de la Société Nationale d'Électricité du Burkina (SONABEL). Dans le cadre du fonctionnement du système, ce réseau assurera l'alimentation électrique en appoint du système pendant cinq (05) heures par jour, en complément de l'énergie solaire qui couvrira sept (07) heures de pompage par jour. Cette répartition permet ainsi de satisfaire le temps total de pompage estimé à douze (12) heures par jour.

Les différentes charges de puissance requises pour le fonctionnement du système sont présentées dans le tableau 26.

Tableau 26 : Estimation des charges de puissance de chaque électropompe

	Désignation	Quantité	Puissance Unitaire (W)	Puissance Total (W)
Forage	Electropompe	1	4936	4936
	Réglette de 36 W	3	36	108
	Prise et Divers	1	1000	1000

Etant donné que les électropompes ont les mêmes caractéristiques (HMT et Q), alors on aura les mêmes charges de puissance pour chaque électropompe.

Aussi pour utiliser l'énergie électrique de la SONABEL, nous avons besoin de compteurs électriques dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau 27.

Tableau 27 : Caractéristiques des compteurs électriques pour les électropompes

Désignation	Pmp(W)	Ku	Ks	Ke	P active (W)	Tension souscrite (V)	Intensité (A)	Intensité souscrite (A)
Electropompe 1	6044	1	1	1,2	7252,8	400	12,32	15
Electropompe 2	6044	1	1	1,2	7252,8	400	12,32	15

Pour l'alimentation électrique des électropompes, le réseau de la Société Nationale d'Électricité du Burkina (SONABEL) doit fournir une tension de **400 V** avec une intensité nominale de **15**

A chacune. Ce qui veut dire qu'on peut prendre en tout un seul compteur électrique de **30 A** pour assurer le fonctionnement des deux électropompes.

Il est également prévu l'installation d'un transformateur moyenne tension/basse tension (MT/BT) servant d'interface entre le réseau public de la SONABEL et les installations électriques des électropompes des forages. Ce dispositif permettra d'adapter la tension du réseau afin de fournir une tension appropriée de **400 V** nécessaire au fonctionnement des moteurs des électropompes et d'assurer la sécurité du compteur électrique.

Les capacités du transformateur requises pour chaque forage sont présentées dans le tableau 28.

Tableau 28 : Caractéristiques des transformateurs (MT/BT) du système

Désignation	Pmp(kW)	Ks	Cos phi	Papp(kVA)	Papp(kVA) retenue
Electropompe 1	6,044	1	0,85	7,11	10
Electropompe 2	6,044	1	0,85	7,11	10

Un transformateur de **10 kVA** sera mis en place pour l'alimentation électrique de chaque forage. Aussi, on peut prendre en tout un seul transformateur électrique de **20 KVA** pour assurer le fonctionnement des deux électropompes.

IV.9 Pose des conduites

Les conduites de distribution et de refoulement seront enterrées pour assurer leur protection contre les intempéries et toutes dégradations accidentelles mais aussi éviter d'encombrer l'espace public.

Les tableaux 29 et 30 donnent les résultats (profondeur et largeur) de pose de conduite pour chaque diamètre nominal du système.

Tableau 29 : Dimensions des tranchées de pose des conduites de distributions

Linéaire des conduites		Dimensions de pose des conduites				Volume des fouilles
		Valeur calculée		Valeur retenue		
DN	**Linéaire (m)**	H(m)	l(m)	**H(m)**	**l(m)**	m3
200	28,2	1	0,7	**1**	**0,7**	19,74
140	29,7	0,94	0,64	**1**	**0,7**	20,79
125	893	0,925	0,625	**1**	**0,7**	625,1
110	1587	0,91	0,61	**1**	**0,7**	1110,9
90	3442	0,89	0,59	**0,9**	**0,6**	1858,68
63	5610	0,863	0,563	**0,9**	**0,6**	3029,508
Total	**11 590,1**					**6 664,72**

Tableau 30 : Dimensions des tranchées de pose des conduites de refoulement

Linéaire des conduites		Dimensions de pose des conduites				Volume des fouilles
		Valeur calculée		Valeur retenue		
DN	**Linéaire (m)**	H(m)	l(m)	**H(m)**	**l(m)**	m3
125	950	0,925	0,625	**1**	**0,7**	665
90	924	0,89	0,59	**0,9**	**0,6**	498,96
Total	**1874**					**1163,96**

Il ressort de ces deux tableaux que les diamètres de conduites allant de **110 mm à 200 mm**, la profondeur et la largeur de pose sont respectivement de **1 m (100 cm) et de 0,7 m (70 cm)**. Et pour les diamètres allant de **63 mm à 90 mm**, la profondeur et la largeur de pose sont respectivement de **0,9 m (90 cm) et de 0,6 m (60 cm).**

IV.10Résultats de la simulation du système sur EPANET

Les résultats de la simulation du réseau de distribution est présentée dans les figures suivantes :

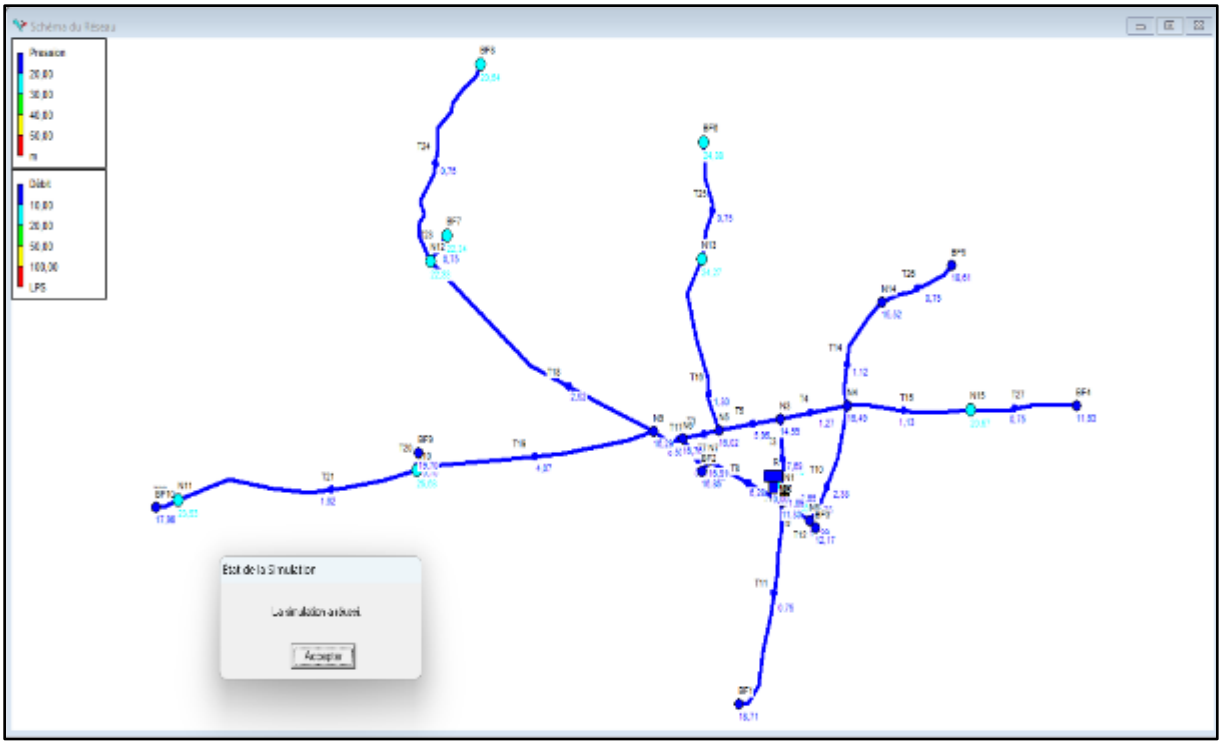


Figure 6 : Etat des pressions et des débits dans le réseau de distribution

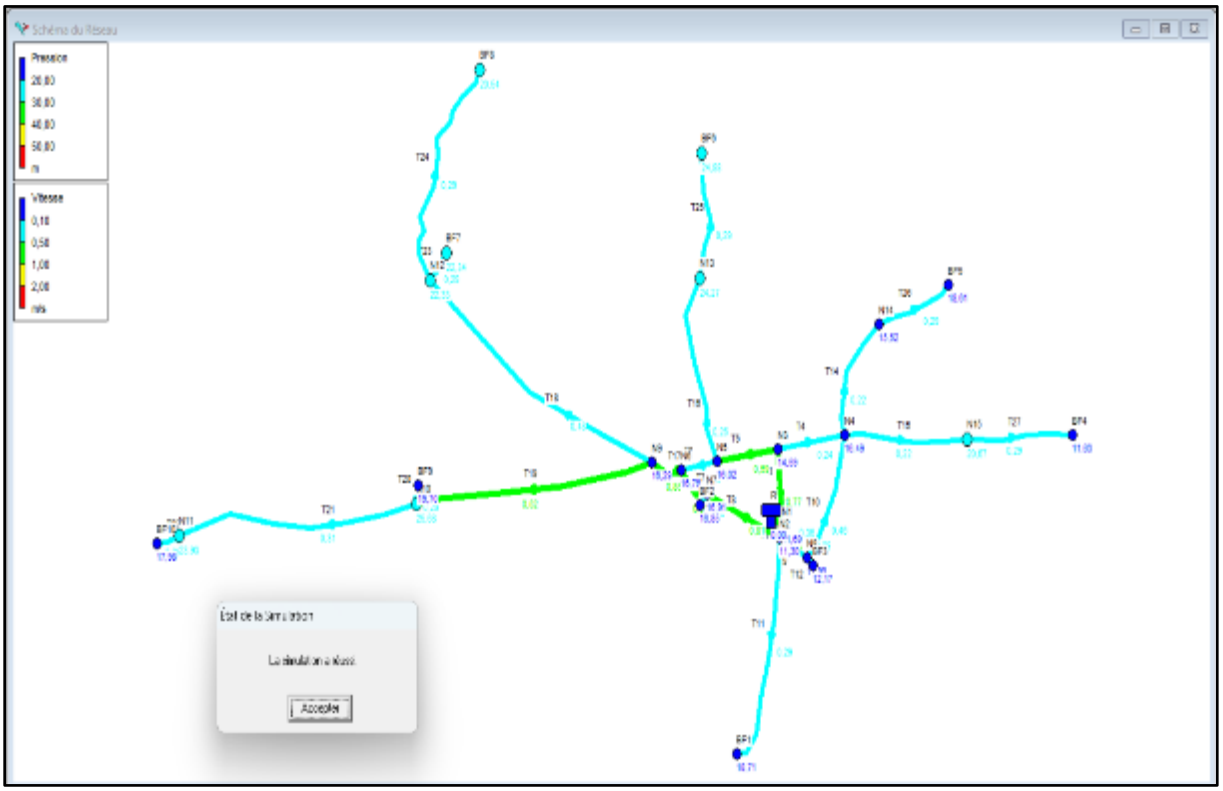


Figure 7 : Etat des pressions et des vitesses dans le réseau de distribution

Les résultats de la simulation du réseau d'adduction est présentée dans les figures suivantes :

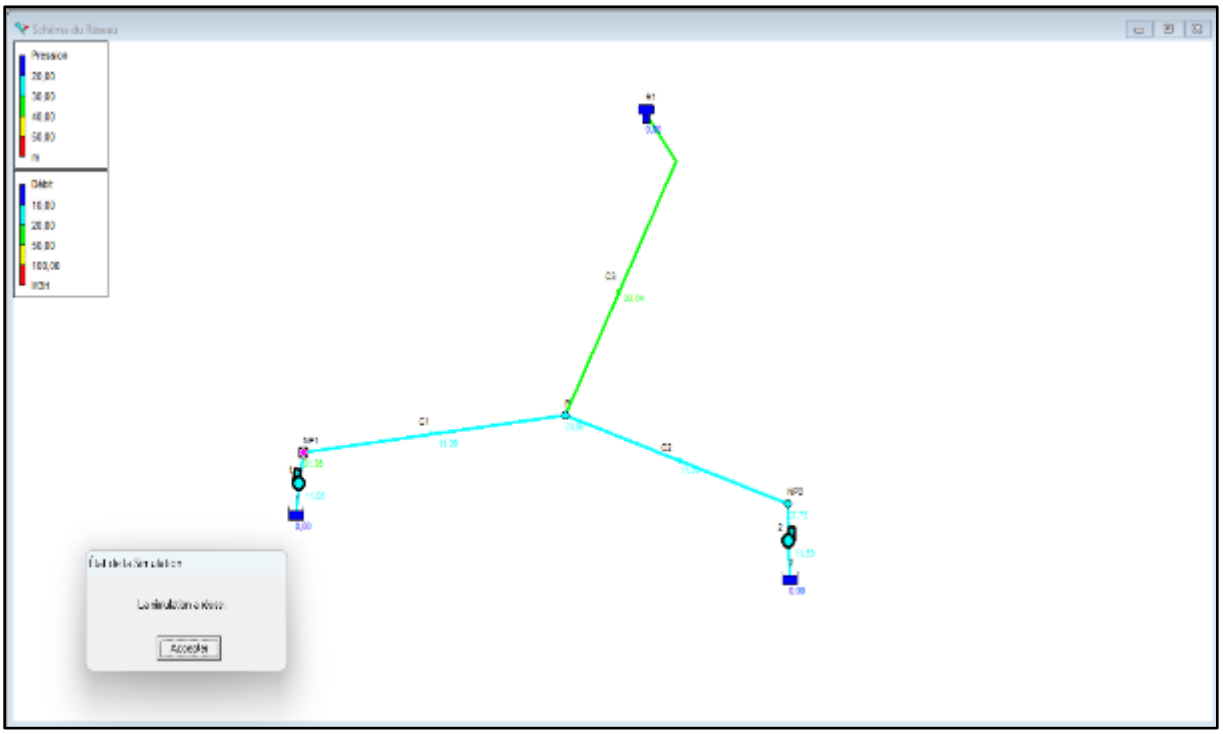


Figure 8 : Etat des pressions et débits dans le réseau de refoulement

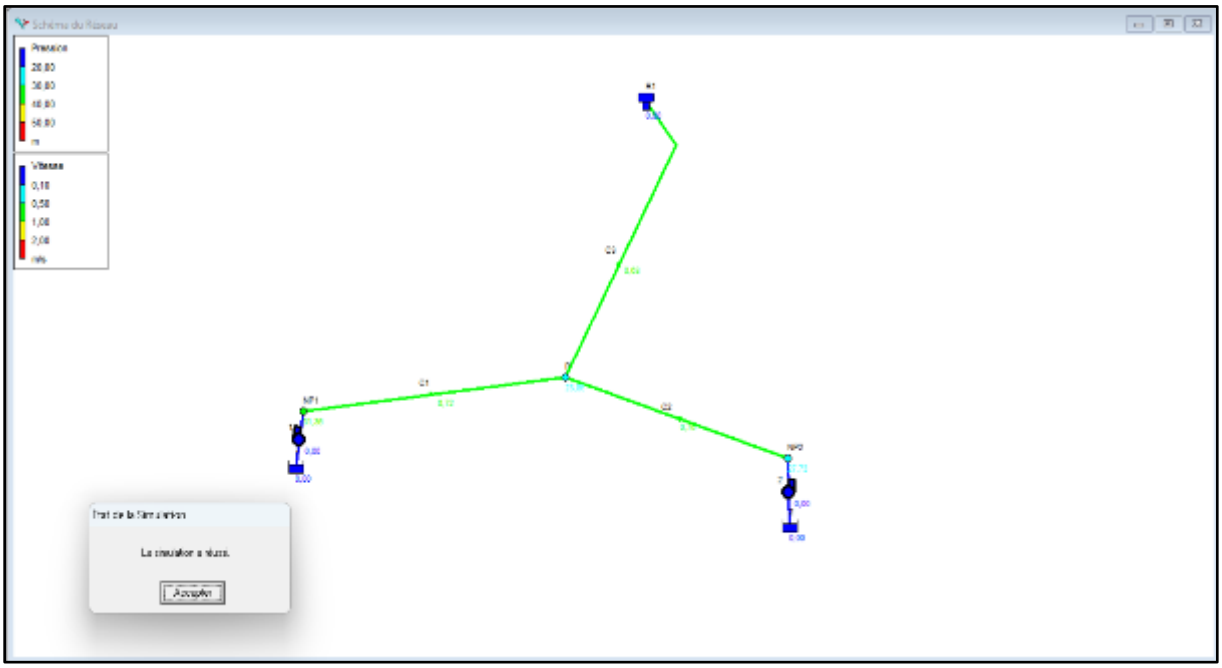


Figure 9 : Etat des pressions et vitesses dans le réseau de refoulement

L'analyse des vitesses d'écoulement (comparaison entre valeurs calculées et simulées) des conduites du réseau de distribution est présentée dans la figure suivante :

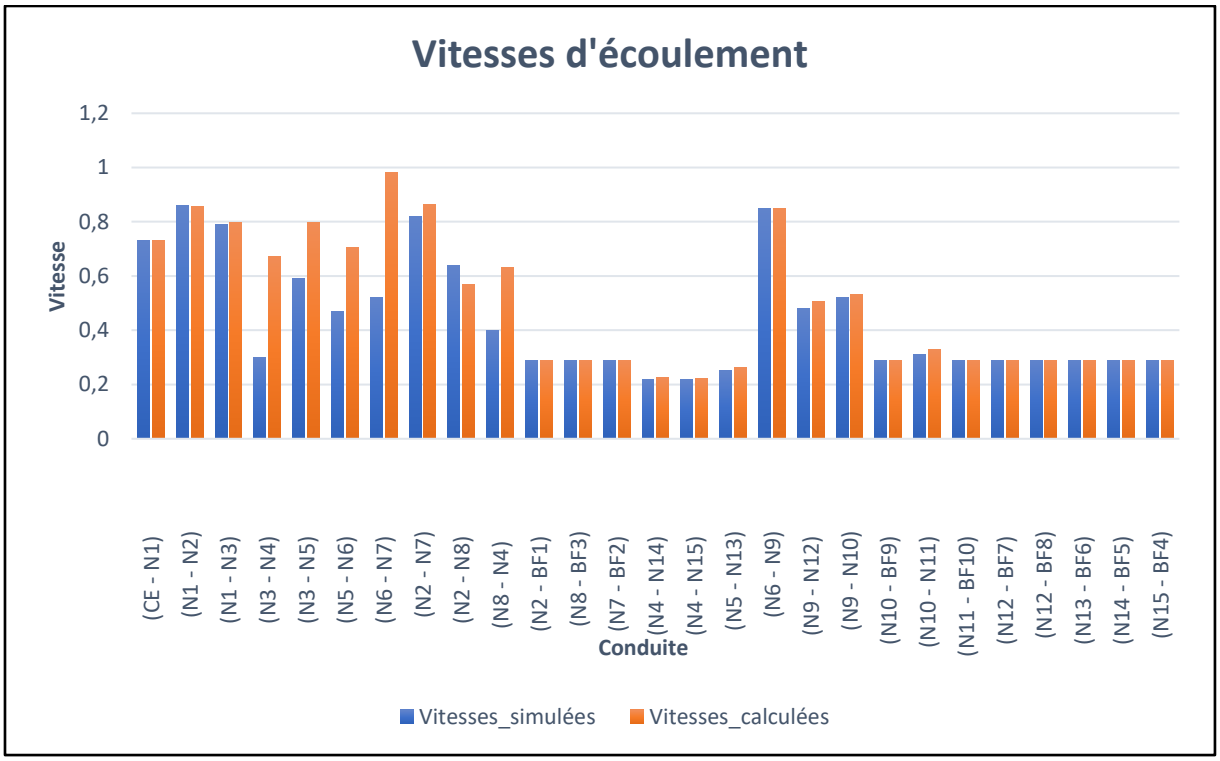


Figure 10 : Analyse des vitesses dans les conduites de distribution

L'analyse des pressions (comparaison entre valeurs calculées et simulées) aux nœuds du réseau de distribution est présentée dans la figure suivante :

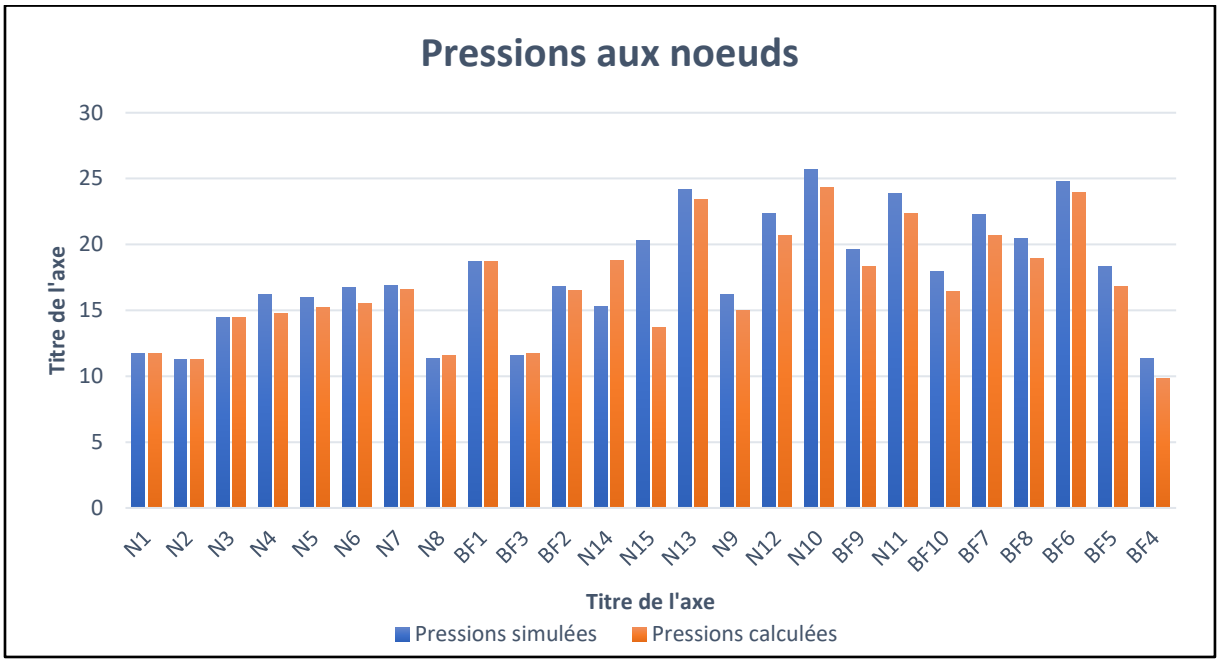


Figure 11 : Analyse des pressions aux nœuds de distribution

Les simulations sur EPANET, ont permis de confirmer nos résultats obtenus sous Excel. En effet, il ressort de ces analyses que les vitesses et pressions obtenues sous Excel sont dans les mêmes plages de données que celles obtenues par simulation sur l'outil EPANET. Cependant, les petites différences observées s'expliquent par le fait que le logiciel EPANET intègre plus finement les pertes de charges singulières et la complexité géométrique du réseau que les calculs manuels.

IV.11 Autres équipements de la distribution et infrastructures annexes du système

IV.11.1 Robinetterie

- **Vannes de sectionnement**

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler, régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle (ZOUNGRANA, 2003).

- **Le comptage**

La mesure des volumes a une très grande importance dans la gestion des systèmes AEP. Elle entre dans une large mesure dans la gestion des abonnés (ZOUNGRANA, 2003).

IV.11.2 Protection des réseaux

Afin de garder les réseaux en parfait état de fonctionnement, ils doivent être protéger contre la présence de l'air dans les conduites, les surpressions et les dépressions, les pertes de capacités dues à l'accumulation des impuretés dans les conduites (ZOUNGRANA, 2003).

- **Ventouses**

Les ventouses sont des organes de protection du réseau. Elles ont pour rôle de dégager l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants, d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites ou l'aspiration de l'eau de la nappe phréatique dans laquelle passe la conduite. Elles sont placées au point haut sur les tronçons du réseau (ZOUNGRANA, 2003).

- **Vidanges**

C'est une sorte de vanne associée à une conduite versant dans un regard maçonné, monté sur le réseau dans les points les plus bas. Elles assurent la purge des conduites en cas d'entretien du réseau.

Ils servent à vidanger les conduites, et sont constitués d'une canalisation piquée sur le réseau et aboutissant à un regard maçonné qui sera le siège provisoire des eaux de vidange. Le point de vidange doit être au-dessous de la conduite du réseau pour garantir le non remonté de l'eau. Les vidanges sont installées au point bas de la canalisation (ZOUNGRANA, 2003).

- **Clapets anti-retours**

Les clapets anti-retours empêchent le retour de l'eau vers en sens inverse. Un clapet anti-retour sera placé sur chaque conduite de refoulement.

- **Puisards**

Ce sont des ouvrages d'assainissement installés à côté des bornes fontaines qui collectent les eaux perdues. Ce sont des fossés tapis de moellons qui à travers une canalisation en PVC placée sous la plateforme des bornes-fontaines recueillent les eaux perdues drainées par les rigoles de bordures des BF.

IV.11.3 Les ouvrages du génie Civil

Ils prennent en compte les bâtiments (bureau, local technique, latrines et douches), les hangars pour les bornes-fontaines et les supports des panneaux photovoltaïques.

IV.12 Mode de gestion

Jusqu'à récemment, la gestion des ouvrages d'approvisionnement en eau potable (AEP) en milieu rural était régie par le **Décret n°2014-932/PRES/PM/MATD/MEDD/MASA/MHU/MEF/MFPTSS du 10 octobre 2014** portant modalités de transfert des compétences et des ressources de l'État aux communes dans le domaine de l'eau et de l'électricité. Ce décret faisait des communes les propriétaires des ouvrages réalisés sur leur territoire et leur confiait la maîtrise d'ouvrage ainsi que le choix du mode de gestion, avec l'appui des services déconcentrés du ministère en charge de l'Eau et de l'Assainissement. Plusieurs modes de gestion étaient alors prévus, notamment la régie directe, la gérance, la régie intéressée, l'affermage et la concession.

Dans ce cadre, le **Guide pratique sur la délégation du service public en matière d'eau potable en milieu rural au Burkina Faso** (2019) recommandait l'**affermage** comme mode de gestion privilégié des systèmes d'AEP. Ce mode consistait à confier, par contrat, l'exploitation des ouvrages à un opérateur privé (fermier), chargé d'assurer le fonctionnement, la maintenance et le renouvellement de certains équipements, tandis que la commune conservait la propriété des infrastructures et le contrôle du service.

Toutefois, ce dispositif institutionnel a été profondément réformé. En effet, le **Conseil des ministres du 2 avril 2026** a adopté un décret modifiant le **Décret n°94-391/PRES/MICM/EAU du 02 novembre 1994** portant transformation de l'Office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) en société d'État. Cette réforme élargit les missions de l'ONEA en faisant de celui-ci **l'entité unique chargée de la gestion, de la distribution de l'eau potable et de la promotion de l'assainissement sur l'ensemble du territoire national**, aussi bien **en milieu urbain qu'en milieu rural**.

Par conséquent, la gestion des systèmes d'AEP en milieu rural relève désormais de l'ONEA, qui assure l'exploitation des ouvrages conformément aux orientations nationales du secteur de l'eau. Cette réforme vise à harmoniser les conditions de gestion et la qualité du service public de l'eau sur l'ensemble du territoire, à renforcer la professionnalisation de l'exploitation des ouvrages, à

améliorer la continuité du service ainsi qu'à garantir une plus grande équité entre les usagers des milieux urbain et rural. Les anciennes dispositions fondées sur la maîtrise d'ouvrage communale et le recours systématique à l'affermage ne constituent donc plus le cadre de référence pour les nouveaux projets d'AEP en milieu rural, ceux-ci étant désormais placés sous la responsabilité de l'ONEA.

IV.13 Notice d'impact environnemental et social

IV.13.1 Identification des impacts par la matrice de Léopold

Les résultats de l'identification des impacts environnementaux et sociaux du projet à travers la matrice de Léopold modifiée sont consignés dans le tableau 32.

Tableau 31 : Identification des impacts par la matrice de Léopold

Phase du projet	Activités	Composantes de l'environnement réceptrices d'impacts								
		Milieu Biophysique					Milieu socio-économique			
		Air	Eau	Sol	Faune	Flore	Economie	Emploi	Santé	Sécurité
Planification	Acquisition des sites et détermination du tracé				X	X	X	X		X
	Recrutement de travailleurs locaux						X	X		
	Installation du chantier, transport de matériel et circulation des engins	X	X	X			X	X		X
Exécution des travaux	Transport de matériel et circulation des engins	X					X	X		X
	Recherche et stockage d'agrégats pour les travaux de construction et achats de matériel sur le marché local		X	X			X	X		
	Travaux de construction et de réalisation d'infrastructures sur le site	X	X	X			X	X	X	X
	Présence des travailleurs						X	X		X
	Rejet de déchets solides et d'effluents liquides	X	X	X	X	X			X	
Exploitation	Recrutement de personnel						X	X		
	Exploitation des équipements et infrastructures du site		X				X	X	X	X
	Gestion des déchets	X	X	X	X	X		X	X	X
	Entretien des équipements et infrastructures du site		X				X	X	X	X

IV.13.2 Evaluation des impacts par la matrice de Fecteau

Les principaux impacts identifiés ont été évalués suivant une matrice de Fecteau. On distingue des impacts positifs et négatifs. Le résumé des résultats est le suivant :

Les impacts positifs majeurs du projet AEP-MV concernent surtout :

- ✓ La santé publique,
- ✓ L'amélioration des conditions de vie,
- ✓ La réduction de la corvée d'eau,
- ✓ Et le développement socio-économique local.

Les impacts négatifs principaux concernent :

- ✓ La surexploitation de la nappe,
- ✓ Les perturbations temporaires liées aux travaux,
- ✓ Les risques de stagnation d'eau autour des bornes fontaines,
- ✓ Et la maintenance du réseau.

Les résultats complets de l'évaluation (tableau de la matrice de Fecteau) se trouve en annexe 7.

IV.13.3 Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES)

Le Plan de Gestion Environnementale et Sociale est l'outil opérationnel de l'évaluation environnementale, chargé de traduire les résultats de l'analyse en actions concrètes. Son objectif principal est d'assurer la mise en œuvre effective des mesures d'atténuation et de bonification prévues dans la notice d'impact environnemental. À ce titre, il précise les mesures à appliquer pour réduire les impacts potentiels du projet, ainsi que les conditions et délais nécessaires à leur réalisation dans de bonnes conditions

- **Mesures d'atténuation/amélioration**

Les mesures d'atténuation sont les mesures retenues pour réduire, voire compenser, les effets négatifs associés aux différentes phases de réalisation et d'exploitation du projet. Elles ont pour finalité de favoriser une meilleure insertion du projet dans son environnement naturel et humain.

Les mesures de bonification ou d'amélioration ont pour objet de favoriser une meilleure intégration du projet dans le milieu. Elle porte sur la recherche des voies et moyens pour permettre aux populations d'améliorer leurs revenus et leur cadre de vie.

Les différentes mesures d'atténuation ou d'amélioration des impacts du projet se trouvent en annexe.

- **Suivi et monitoring**

Le suivi est une démarche de surveillance destinée à identifier les effets générés par le projet, à en analyser l'évolution dans le temps, et à vérifier la pertinence des prévisions initiales ainsi que l'efficacité des mesures de réduction ou de compensation mises en place.

Le plan de suivi retenu, précise pour chaque composante les indicateurs à observer, la fréquence de contrôle, les responsables et, le cas échéant, les moyens de vérification. Le programme de suivi et monitoring environnemental se trouve en annexe.

- **Budget du Plan de Gestion Environnemental et Social**

La mise en œuvre efficace du Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) nécessite des ressources financières pour assurer l'application des différentes mesures. Le budget du PGES a été élaboré en tenant compte des activités à réaliser. Le tableau 33 fait ressortir les détails de ce budget.

Tableau 32 : Budget du PGES

Activités	Coûts unitaires (FCFA)	Quantités	Coûts totaux (FCFA)
Plantation d'arbres autour du château d'eau et du site de forage	1 000	100	100 000
Achat d'EPI pour les agents d'exploitation et de maintenance (gants, bottes, gilets, casques)	25 000	10	250 000
Signalisation et sécurisation des ouvrages (clôtures, panneaux, balisage)	300 000	2	600 000
Formations HSE du personnel et des exploitants (sécurité, maintenance)	100 000	2	200 000
Campagnes de sensibilisation sur l'hygiène, l'utilisation de l'eau et la protection des ouvrages	100 000	2	200 000
Réunions de concertation avec les usagers et le comité de gestion	100 000	1	100 000
Missions de suivi environnemental et social du projet	100 000	2	200 000
Formation technique des gestionnaires et fontainiers	100 000	2	200 000
Appui au comité de gestion de l'eau (équipements, registres, outils de gestion)	30 000	5	150 000
Total PGES			**2 000 000**

IV.14Etude financière du projet

Dans cette partie, nous avons déterminé d'abord le coût global des travaux qui s'appuie essentiellement sur les prix moyens proposés par le Mercurial BTP 2025. Ensuite nous avons procédé à la détermination de la tarification de l'eau au mètre cube qui permettra de supporter à la fois les charges d'exploitation de l'AEP et les charges de renouvellement des équipements.

IV.14.1 Coût global du projet

Le coût global de réalisation du projet d'AEP-MV de Oubri-Yaoghin et de Bagadogo est estimé à **trois cent quarante un millions huit cent cinquante-deux mille quatre cent quarante de trois (341 852 443) FCFA TTC**. La répartition des principales composantes ayant servi à cette estimation est présentée dans le tableau 34. Les détails se trouvent en annexe.

Tableau 33 : Synthèse du devis estimatif global des travaux

N°	Désignation	Montant (FCFA)
I	FRAIS GENERAUX	3 000 000
II	OUVRAGES DE CAPTAGE ET EQUIPEMENTS	20 830 000
III	REFOULEMENT	24 149 400
IV	DISTRIBUTION	144 201 400
V	RESERVOIR	50 500 000
VI	TRAITEMENT DE L'EAU	4 030 000
VII	ENERGIE	14 494 200
VIII	GENIE CIVIL	24 500 000
IX	FORMATIONS ET DIVERS	2 000 000
X	PGES	2 000 000
TOTAL HTVA	**TOTAL HTVA**	**289 705 460**
TVA 18 %	TVA	52 146 983
TOTAL GENERAL TTC		**341 852 443**

IV.14.2 Prix de revient du mètre cube d'eau

IV.14.2.1 Amortissement des investissements initiaux

Tableau 34 : résultats de calcul des amortissements annuels

Désignation	Montant (F CFA)	Durée de vie (an)	Annuité sans actualisation (an)	Annuité avec actualisation de 5% (an)
Electro-pompe immergée	5 000 000	10	500 000	647 523
Ouvrages de génie civil	24 500 000	15	1 633 333	2 360 386
Système photovoltaïque	11 694 200	25	467 768	829 732
Total annuel F CFA			**2 601 101**	**3 837 641**

Le montant total des amortissements avec actualisation est estimé à trois millions huit cent trente-sept mille six cent quarante un (3 837 641) F CFA.

IV.14.2.2 Charges d'exploitation

Tableau 35 : Résultats de calcul des charges d'exploitation

Charges d'exploitations						
	2026	**2030**	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**
Volume d'eau facturée (m^3)	15303,1725	25143,94	28645,018	32617,9	39122,16	51299,66
Volume d'eau produite (m3)	15303,1725	26467,30	30152,65	36242,1	46026,07	60352,54
Chlore (1g/m3 au prix de 5000f/Kg)	76516	125720	143225	163089	195611	256498
Coût de contrôle qualité de l'eau par un laboratoire	0	200000	200000	200000	200000	200000
Facture energie SONABEL	6000	6000	6000	6000	28248,8	94995,2
Coût d'entretien réservoir	0	750000	750000	750000	750000	750000
Coût d'entretien des conduites	0	1632723	1632723	1632723	1632723	1632723
Coût d'entretien du système photovoltaïque	175413	175413	175413	175413	175413	175413
Coût des pièces de rechanges	0	1000000	1000000	1000000	1000000	1000000
Prise en charge annuelle du chef de centre (1)	300000	600000	600000	600000	600000	600000
Fontainier (10)	1500000	3000000	3000000	3000000	3000000	3000000
Gardien (1)	180000	360000	360000	360000	360000	360000
TOTAL (FCFA)	**2 237 929**	**7 849 856**	**7 867 361**	**7 887 225**	**7 941 996**	**8 069 629**

IV.14.2.3 Prix de vente du mètre cube d'eau

Tableau 36 : Résultats de calcul du prix du mètre cube d'eau

Estimation du prix du mètre cube d'eau						
Désignation	**2026**	**2030**	**2035**	**2040**	**2045**	**2050**
Annuité (<=10 ans) sans Actualisation [FCFA/an]	500 000	500 000	500 000	500 000	500 000	500 000
Annuité (<=10 ans) avec Actualisation [FCFA/an]	647 523	647 523	647 523	647 523	647 523	647 523
Annuité totale sans Actualisation [FCFA/an]	500 000	500 000	500 000	500 000	500 000	500 000
Annuité totale avec Actualisation [FCFA/an]	647523	647523	647523	647523	647523	647523
Prix de revient sans amortissement (FCFA/m3)	146	312	275	242	203	157
Prix de revient avec Amortissement (<=10 ans) sans actualisation	179	332	292	257	216	167
Prix de revient avec Amortissement (<=10 ans) avec actualisation	189	338	297	262	220	170

Prix de revient avec tous les Amortissement sans actualisation	316	382	365	322	269	208
Prix de revient du m3 d'eau	350	400	400	400	400	400

Au regard des résultats obtenus, le prix d'équilibre de l'eau a été estimé à **400 FCFA/m³** au niveau des branchements particuliers (BP). Ce tarif permettrait de couvrir l'ensemble des charges d'exploitation et de garantir la pérennité ainsi que la continuité du service public de l'eau potable.

Toutefois, dans le contexte institutionnel actuel, l'exploitation des ouvrages d'AEP en milieu rural est désormais assurée par l'ONEA, dont le tarif de la **tranche sociale est fixé à 188 FCFA/m³** par l'État. Par conséquent, le prix d'équilibre déterminé dans la présente étude ne constitue pas un tarif d'application, mais plutôt une référence technico-économique. Il permet d'apprécier l'écart entre le coût réel de production et le tarif social appliqué, et peut ainsi servir d'outil d'aide à la décision pour l'ONEA et les pouvoirs publics dans l'évaluation du niveau de subvention nécessaire afin d'assurer l'équilibre financier de l'exploitation tout en garantissant la continuité et la qualité du service public de l'eau potable.

CONCLUSION

La mise en œuvre de ce projet constitue une réponse adaptée et durable aux besoins des populations en matière d'accès à l'eau potable. Elle contribuera également à l'atteinte des Objectifs de Développement Durable (ODD) à l'horizon 2030.

Ce travail de fin de cycle avait pour objectif la conception et le dimensionnement d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-villages (AEP-MV) au profit des localités de Oubri-Yaoghin et de Bagadogo, situées dans la commune de Ziniaré.

À l'issue de cette étude, la demande de pointe journalière a été évaluée à **198,4 m³**, permettant de couvrir les besoins en eau d'une population estimée à **5 603** habitants à l'horizon 2050. Le réseau de distribution adopté est de type mixte, constitué de deux (02) mailles et de dix (10) ramifications, avec des conduites en **PVC PN10 DN 63 à 200 mm** totalisant une longueur de **11 590,10 m**. La desserte sera assurée par dix **(10)** bornes fontaines ainsi que par **321** branchements particuliers à terme. Pour satisfaire cette demande, deux **(02)** forages d'un débit moyen de **10 m³/h** chacun seront réalisés. L'eau sera refoulée vers un réservoir via une conduite en **PEHD PN 16 DN 90 à 125 mm** de **1 874** m de longueur, à l'aide de pompes immergées de type SP 9-21. Le stockage sera assuré par un château d'eau métallique d'une capacité utile de **100 m³**, avec une hauteur sous radier de **12 m**, garantissant une pression minimale de **10 m** au point le plus défavorisé (BP) et de **5 m** aux bornes fontaines (BF).

Le fonctionnement du système reposera sur un temps de pompage de **12 heures** par jour. L'alimentation énergétique sera assurée prioritairement par l'énergie solaire, couvrant environ **7 heures** de fonctionnement quotidien, grâce à un champ de quarante (40) panneaux solaires d'une puissance totale de **18 000 W** (**450 W** par panneau), couplé à un onduleur de **20 kVA** (**10 kVA** par pompe) pour l'alimentation des deux forages. En complément, l'énergie fournie par la SONABEL interviendra comme source d'appoint sur une durée de **5 heures** par jour, à travers un compteur de **30 A** (**15 A** par pompe) et un transformateur **HT/BT** de **20 kVA** (**10 kVA** par pompe).

Le coût global d'investissement du projet est estimé à **trois cent quarante un million hui-cent cinquante-deux mille quatre cent quarante-trois (341 852 443) FCFA TTC**.

Toutefois, au-delà de l'investissement initial, la durabilité du système dépendra fortement de la mise en place d'un dispositif efficace de gestion et d'un entretien régulier, indispensables pour garantir la pérennité du service d'approvisionnement en eau potable.

RECOMMANDATIONS

Pour une bonne mise en œuvre du projet et un bon fonctionnement du système, des recommandations suivantes ont été formulées à l'endroit du maître d'ouvrage :

- ✓ Assurer une planification et une supervision rigoureuses ;

Mettre en place un dispositif rigoureux de suivi-contrôle pendant la réalisation des travaux, impliquant les autorités locales et les experts techniques, afin de garantir la qualité et la conformité des ouvrages aux spécifications techniques.

- ✓ Garantir la qualité et la sécurité des infrastructures ;

Veiller à la bonne installation des forages, pompes, conduites, réservoirs et équipements solaires, en respectant les normes techniques, et sécuriser les infrastructures contre le vandalisme et les dégradations.

- ✓ Organiser la maintenance préventive et corrective ;

Planifier des opérations régulières de maintenance et de contrôle des installations dès leur mise en service, afin d'assurer la continuité du service, de prévenir les pannes et d'optimiser la durée de vie des équipements.

- ✓ Renforcer les capacités opérationnelles des gestionnaires ;

Former le personnel local à l'exploitation des systèmes hydrauliques et solaires, à la lecture des indicateurs de performance (débits, pressions, taux de desserte, pannes) et aux mesures correctives, pour un fonctionnement efficace et durable.

- ✓ Optimiser l'utilisation des ressources et sensibiliser les usagers.

Promouvoir une utilisation rationnelle de l'eau potable, réduire les pertes et gaspillage, et mettre en place un suivi de la qualité de l'eau conformément aux normes sanitaires, tout en planifiant l'évolution future du réseau pour anticiper la croissance démographique et la demande.

BIBLIOGRAPHIE

1. Abderahim, A. (2020). *Conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la cité des forces vives de Tenkodogo, dans la région du Centre-Est, Burkina Faso. Mémoire de fin d'étude 2iE.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.
2. ADEOSSI, G. (2017). *Etude d'impact environnemental et social. Polycopié du cours de l'Institut International d'Ingéniérie de l'Eau et de l'Environnement.* Ouagadougou: 2iE.
3. DIBLONI, S. E. (2023). *Etudes Avant Projet Détaillé pour la réalisation d'un système d'Adduction d'Eau Potable Multi-Villages (AEP-MV) à Oueguedo-Tisselin-Baskouré-Labretenga dans la commune de Tenkodogo, Région du Centre-Est au Burkina Faso. Mémoire de fin d'étude 2iE.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.
4. INSD. (2022). *Résultats 5ème RGPH: Monographie de la région du Plateau Central.*
5. Mauritania, U. D. (2015). *Les Objectifs de Développement Durable (ODD).*
6. MEA. (2017). *Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable 2016-2030. Programme du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement.* Ouagadougou, Burkina Faso: MEA.
7. MEA. (2017). *Programme National d'Assainissement des Eaux Usées et Excréta. Programme du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement.* Ouagadougou, Burkina Faso: MEA.
8. MOUNIROU, L. A. (2017). *Essentiel d'Hydraulique en Charge. Polycopié du cours de l'Institut International d'Ingéniérie de l'Eau et de l'Environnement.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.
9. MOUNIROU, L. A. (2021). *Essentiel des Ecoulements Non Permanents en Charge et à Surface Libre. Polycopié du cours de l'Institut International d'Ingéniérie de l'Eau et de l'Environnement.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.
10. MOUNIROU, L. A. (2024). *Essentiel de Dimensionnement des Stations de Pompage. Polycopié du cours de l'Institut International d'Ingéniérie de l'Eau et de l'Environnement.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.
11. Nansi, J. H. (2015). *Promouvoir l'approche fondée sur les droits humains dans le secteur Eau et Assainissement au Burkina Faso.* Ouagadougou: IRC Burkina Faso.
12. OUEDRAOGO, B. U. (2005). *Ouvrages constitutifs de système d'AEP: Adductions - Réservoirs - Réseaux de Distribution. Polycopié du cours de l'Institu International d'Ingénièrie de l'Eau et de l'Environnement.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.
13. OUEDRAOGO, B. U. (2006). *Qualité des Eaux Naturelles et des Eaux de Consommation Besoins et Demande en Eau. Polycopié du cours de l'Institut International d'Ingéniérie de l'Eau et de l'Environnement.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.
14. PCD, Z. (2024). *Plan Communal de Développement Local de Ziniaré (2025-2029).* Ziniaré, Burkina Faso.

15. SAWADOGO, O. (2022). *Notice d'Impact Environnemental et Social du Projet de réalisation d'un système d'adduction d'eau potable simplifiée à Bourou, commune de Zawara, Province du Sanguié, Région du Centre-Ouest au profit du Projet (PASEPA-2R).* Ouagadougou, Burkina Faso.

16. Socio-économique, R. d. (2025). *Rapport Socio-économique de l'AEP-MV de Oubri-yaoghin et de Bagadogo.* Ziniaré, Burkina Faso.

17. ZERBO, R. L. (2026). *Etude de conception technique de système d'approvisionnement en eau potable multi-localités (AEP-SML) de Rapadama (V1 A V5), dans la commune de Mogtedo, région de Oubri, Burkina Faso. Mémoire de fin d'étude 2iE.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.

18. ZOUNGRANA, D. (2003). *Cours d'approvisionnement en eau potable EIER. Polycopié du cours de l'Institut International d'Ingéniérie de l'Eau et de l'Environnement.* Ouagadougou, Burkina Faso: 2iE.

19. ZOURE, C. O. (2023). *Hydraulique appliquée. Polycopié de cours de l'Institut du Génie de l'Environnement et du Développement Durable.* Ouagadougou, Burkina Faso: IGEDD.

ANNEXES

Annexe 1 : Evaluation des besoins en eau.....ii
Annexe 2: Dimensionnement du réseau de distribution (parties maillée et ramifiée).....vi
Annexe 3 : Comparaison des résultats calculés sous Excel et simulés sur EPANET.....viii
Annexe 4 : Dimensionnement du réseau d'adduction.....ix
Annexe 5 : Caractéristiques techniques des pompes.....xi
Annexe 6 : Point de fonctionnement des pompes.....xii
Annexe 7 : Evaluation des impacts par la matrice de FECTEAU.....xii
Annexe 8 : Mesures d'atténuation/amélioration des impacts.....xiv
Annexe 9 : Programme de suivi et monitoring environnemental.....xvi
Annexe 10 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de réalisation de l'AEP-MV.....xviii
Annexe 11: Pièces graphiques.....xxvi

Annexe 1 : Evaluation des besoins en eau

EVOLUTION DES BESOINS ET DEMANDES EN EAU																								
Désignation	Année	Unité	2026	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050
	Population totale	hbt	3001	3330	3418	3508	3601	3695	3793	3893	3995	4101	4209	4320	4434	4550	4670	4793	4920	5049	5182	5319	5459	5603
	Taux de desserte PN AEP	%	56,4 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %	80 %
	Population desservie PN AEP	hbt	1693	2664	2735	2807	2881	2956	3035	3115	3196	3281	3368	3456	3548	3640	3736	3835	3936	4040	4146	4256	4368	4483
	Taux de desserte Projet (hypothèse)	%	56,4 %	80,0 %	81,0 %	82,0 %	83,0 %	84,0%	85,0%	86,0%	87,0%	88,0%	89,0%	90,0%	91,0%	92,0%	93,0%	94,0%	95,0%	96,0%	97,0%	98,0%	99,0%	100,0 %
	Population desservie par le Projet	hbt	1693	2664	2769	2877	2989	3104	3225	3348	3476	3609	3747	3888	4035	4186	4344	4506	4674	4848	5027	5213	5405	5603
Borne fontaine	Taux de desserte des BF	%	28,2 %	24 %	25 %	26 %	27 %	28 %	29 %	30 %	31 %	32 %	33 %	34 %	35 %	36 %	37 %	38 %	39 %	40 %	41 %	42 %	43 %	44 %
	Population desservie par les BF	hbt	847	800	855	913	973	1035	1100	1168	1239	1313	1389	1469	1552	1638	1728	1822	1919	2020	2125	2234	2348	2466
	Nombre de personnes par BF selon le PN-AEP	hbt	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
	Nombre théorique de BF à installer	U	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5
	Nombre réel de BF à installer	U	3	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	10
	Consommation spécifique moyenne des BF	l/jr/hbt	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	Population réellement desservie par une BF	hbt	283	267	285	305	325	345	367	390	413	329	348	368	311	328	346	304	320	289	304	280	294	247
	Consommation journalière moyenne des BF	m3/j	16,9	16,0	17,1	18,3	19,5	20,7	22,0	23,4	24,8	26,3	27,8	29,4	31,0	32,8	34,6	36,4	38,4	40,4	42,5	44,7	47,0	49,32
Branchement privé	Taux de desserte des BP	%	28,2 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %	56 %

	Population desservie par les BP	hbt	847	1865	1915	1965	2017	2070	2125	2181	2238	2297	2358	2420	2484	2548	2616	2685	2756	2828	2902	2979	3058	3138
	Nombre de personnes par BP selon le PN-AEP	hbt	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	Nombre théorique de BP à installer	U	85	187	192	197	202	207	213	219	224	230	236	242	249	255	262	269	276	283	291	298	306	314
	Nombres de BP réels à réaliser	U	85	191	196	201	207	212	218	224	229	235	241	247	254	261	268	275	282	289	297	304	313	321
	Population réellement desservie par BP	hbt	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	Consommation spécifique moyenne des BP	l/jr/hbt	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	Consommation journalière moyenne des BP	m3/j	21,18	46,63	47,88	49,13	50,43	51,75	53,13	54,53	55,95	57,43	58,95	60,50	62,10	63,70	65,40	67,13	68,90	70,70	72,55	74,48	76,45	78,45
Besoins et demandes	**Besoins journaliers domestiques**	m3/j	38,12	62,63	64,98	67,39	69,89	72,45	75,13	77,89	80,73	83,69	86,73	89,88	93,14	96,46	99,96	103,57	107,28	111,10	115,05	119,16	123,41	127,77
	Autres besoins (Activités économique, Ecoles, CSPS…)	%	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	10 %
	Besoins non domestiques	m3/j	3,81	6,26	6,50	6,74	6,99	7,25	7,51	7,79	8,07	8,37	8,67	8,99	9,31	9,65	10,00	10,36	10,73	11,11	11,51	11,92	12,34	12,78
	Besoins totaux journaliers moyens	m3/j	41,93	68,89	71,47	74,12	76,87	79,70	82,64	85,67	88,80	92,05	95,40	98,87	102,45	106,11	109,96	113,92	118,01	122,21	126,56	131,07	135,75	140,55
	Coefficient de pointe journalier Cpj		1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	Besoin en eau du jour de pointe	m3/j	50,31	82,67	85,77	88,95	92,25	95,63	99,17	102,81	106,56	110,46	114,48	118,64	122,94	127,33	131,95	136,71	141,61	146,65	151,87	157,28	162,90	168,66
	Rendement global du réseau	%	100 %	95 %	95 %	95 %	95 %	95 %	95 %	90 %	90 %	90 %	90 %	90 %	90 %	90 %	90 %	90 %	85 %	85 %	85 %	85 %	85 %	85 %
	Demande en eau du jour de pointe	m3/j	50,31	87,02	90,28	93,63	97,10	100,67	104,38	114,23	118,40	122,74	127,20	131,82	136,61	141,47	146,61	151,90	166,60	172,53	178,67	185,04	191,65	198,42
RESEAU DE DISTRIBUTION																								

Distribution BF	Nombre de BF à réaliser	U	3	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	10
	Nombre de robinets par BF	U	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	Temps de distribution BF	h	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Débit moyen horaire BF	m3/h	1,863	1,853	1,980	2,114	2,253	2,397	2,547	2,855	3,029	3,210	3,395	3,591	3,794	4,004	4,224	4,454	4,967	5,228	5,500	5,782	6,077	6,383
	Débit maximal d'un robinet	l/s	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	Débit de pointe horaire pour chaque BF	l/s	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	débit total des BF en simultanéité	l/s	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	3	3	3	3,75	3,75	3,75	4,5	4,5	5,25	5,25	6	6	7,5
Distribution BP	Nombre de BP à réaliser	U	85	191	196	201	207	212	218	224	229	235	241	247	254	261	268	275	282	289	297	304	313	321
	Nombre de robinets par BP	U	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Temps de distribution BP	h	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Débit moyen horaire BP	m3/h	2,329	5,399	5,543	5,688	5,839	5,992	6,151	6,664	6,838	7,019	7,205	7,394	7,590	7,786	7,993	8,204	8,916	9,149	9,389	9,638	9,894	10,152
	Coefficient de pointe horaire calculé		3,138	2,576	2,562	2,548	2,535	2,521	2,508	2,468	2,456	2,444	2,431	2,419	2,407	2,396	2,384	2,373	2,337	2,327	2,316	2,305	2,295	2,285
	Coefficient de pointe horaire retenu		3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	Débit de pointe horaire	m3/h	6,99	16,20	16,63	17,06	17,52	17,98	18,45	19,99	20,52	21,06	21,62	22,18	22,77	23,36	23,98	24,61	26,75	27,45	28,17	28,91	29,68	30,46
	Débit de pointe horaire	l/s	1,94	4,50	4,62	4,74	4,87	4,99	5,13	5,55	5,70	5,85	6,00	6,16	6,33	6,49	6,66	6,84	7,43	7,62	7,82	8,03	8,24	8,46
	Débit maximal d'un robinet	l/s	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	Coefficient de simultanéité		0,27	0,18	0,18	0,18	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,15	0,15	0,15	0,15	0,14	0,14	0,14
	Nombres de BP ouverts simultanément	U	24	35	36	36	37	37	37	38	38	39	39	40	40	41	42	42	43	43	44	44	45	45
	débit total des BP ouvert simultanément	m^3/h	21,60	31,50	32,40	32,40	33,30	33,30	33,30	34,20	34,20	35,10	35,10	36,00	36,00	36,90	37,80	37,80	38,70	38,70	39,60	39,60	40,50	40,50
	debit total des BP ouvert simultanément	l/s	6,00	8,75	9,00	9,00	9,25	9,25	9,25	9,50	9,50	9,75	9,75	10,00	10,00	10,25	10,50	10,50	10,75	10,75	11,00	11,00	11,25	11,25
Débit de distribution	Débit moyen horaire	m^3/h	4,19	7,25	7,52	7,80	8,09	8,39	8,70	9,52	9,87	10,23	10,60	10,99	11,38	11,79	12,22	12,66	13,88	14,38	14,89	15,42	15,97	16,53

	Débit total horaire de pointe de distribution	m3/h	29,70	39,60	40,50	40,50	41,40	41,40	41,40	42,30	42,30	45,90	45,90	46,80	49,50	50,40	51,30	54,00	54,90	57,60	58,50	61,20	62,10	67,50
	Débit total de distribution	l/s	8,25	11,00	11,25	11,25	11,50	11,50	11,50	11,75	11,75	12,75	12,75	13,00	13,75	14,00	14,25	15,00	15,25	16,00	16,25	17,00	17,25	18,75
RESEAU D'ADDUCTION																								
Demande en eau du jour de pointe de Oubri-yaoghin	m^3/j	28,45	49,17	51,01	52,90	54,88	56,90	59,00	64,53	66,88	69,36	71,87	74,47	77,17	79,96	82,85	85,84	94,15	97,51	100,97	104,57	108,30	112,13
Demande en eau du jour de pointe de Bagadogo	m^3/j	21,92	37,88	39,27	40,73	42,28	43,83	45,41	49,73	51,52	53,42	55,37	57,35	59,47	61,58	63,79	66,12	72,48	75,09	77,76	80,50	83,38	86,36
Demande en eau du jour de pointe totale	m^3/j	50,31	87,02	90,28	93,63	97,10	100,67	104,38	114,23	118,40	122,74	127,20	131,82	136,61	141,47	146,61	151,90	166,60	172,53	178,67	185,04	191,65	198,42
Débit du forage1	m^3/h	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Temps de pompage du forage1	h	3	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	7	8	8	8	9	9	9	10	11	12
Capacité de production journalière du forage1	m^3/j	30	50	50	50	50	60	60	60	60	60	60	60	70	70	70	70	80	90	90	100	110	120
Débit du forage2	m^3/h	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Temps de pompage du forage2	h	3	4	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	7	8	8	8	9	9	9	10	11	12
Capacité de production journalière du forage2	m^3/j	30	40	50	50	50	60	60	60	60	60	60	60	70	70	70	70	80	90	90	100	110	120
Besoin supplémentaire en ressource en eau	m^3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Annexe 2: Dimensionnement du réseau de distribution (parties maillée et ramifiée)

Partie maillée

Mailles	Tronçons	Longueurs (m)	/Qi/ (m3/s)	DN (mm)	DN_int (mm)	Vreelle (m/s)	Ki	ΔH m	ΔH/Qi	Qi+ΔQ (m3/s)	Hamont (m)	Haval (m)	Zaval (m)	Paval (m)
Maille 1	N1 - N3	312	0,0080	125	113	0,796	12703,09	1,8215	228,08	0,0080	341,28	339,46	325,00	14,47
	N3 - N4	309	0,0035	90	81,4	0,674	62153,34	1,9408	553,47	0,0035	339,46	337,52	322,79	14,73
	N4 - N8	529	0,0033	90	81,4	0,630	106404,92	-2,9317	894,51	-0,0033	337,52	340,45	328,91	11,54
	N8 - N2	144	0,0030	90	81,4	0,567	28964,67	-0,6573	222,71	-0,0030	340,45	341,11	329,81	11,31
	N2 - N1	29,7	0,0108	140	126,6	0,855	695,27	-0,1733	16,10	-0,0108	341,11	341,28	329,59	11,69
Somme								-1E-07	1914,87					
ΔQ									3E-11					
Maille 2	N1 - N2	29,7	0,0108	140	126,6	0,855	695,27	0,1733	16,10	0,0108	341,28	341,11	329,81	11,31
	N2 - N7	362	0,0067	110	99,4	0,865	27522,24	2,8602	426,14	0,0067	341,11	338,25	321,66	16,59
	N7 - N6	158	0,0099	125	113	0,983	6432,98	1,3626	138,21	0,0099	338,25	336,89	321,40	15,49
	N6 - N5	165	0,0055	110	99,4	0,704	12544,67	-0,8911	163,04	-0,0055	336,89	337,78	322,59	15,18
	N5 - N3	288	0,0080	125	113	0,797	11725,93	-1,6836	210,67	-0,0080	337,78	339,46	325,00	14,47
	N3 - N1	312	0,0080	125	113	0,796	12703,09	-1,8215	228,08	-0,0080	339,46	341,28	329,59	11,69
Somme								-1E-08	1182,24					
ΔQ									6E-12					

Partie ramifiée

Tronçons	Longueur(m)	Débit en route (l/s)	Débit Aval (l/s)	Debit fictif ou distribué (l/s)	Dth (mm)	DN (mm)	Dint (mm)	ΔH (m)	Hamont (m)	Haval (m)	Ztn aval (m)	P_aval (m)	Vitesse réelle (m/s)	Verification de V
N8 - BF3	17,3	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	0,036	340,453	340,418	328,703	11,71	0,29	VRAI
N2 - BF1	799	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	1,640	341,111	339,470	320,749	18,72	0,29	VRAI
N4 - N15	486	0,7481	0,7500	1,1614	38,4549	63	81,4	0,395	337,522	337,126	323,393	13,73	0,22	VRAI
N15 - BF4	486	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	0,998	337,126	336,129	326,288	9,84	0,29	VRAI
N4 - N14	493	0,7588	0,7500	1,1674	38,5528	63	81,4	0,405	337,522	337,117	318,343	18,77	0,22	VRAI
N14 - BF5	493	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	1,012	337,117	336,105	319,293	16,81	0,29	VRAI
N7 - BF2	23,3	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	0,048	338,250	338,203	321,671	16,53	0,29	VRAI
N5 - N13	720	1,108223	0,750000	1,3595	41,6053	63	81,4	0,784	337,779	336,995	313,614	23,38	0,26	VRAI
N13 - BF6	720	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	1,478	336,995	335,517	311,535	23,98	0,29	VRAI
N6 - N9	135	0,2078	8,4180	8,5323	104,2287	125	113	0,893	336,888	335,995	320,980	15,02	0,85	VRAI
N9 - N10	1060	1,6316	3,2393	4,1366	72,5737	110	99,4	3,425	335,995	332,570	308,268	24,30	0,53	VRAI
N10 - BF9	24,5	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	0,050	332,570	332,519	314,202	18,32	0,29	VRAI
N10 - N11	1130	1,7393	0,7500	1,7066	46,6146	90	81,4	1,875	332,570	330,695	308,324	22,37	0,33	VRAI
N11 - BF10	32,1	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	0,066	330,695	330,629	314,205	16,42	0,29	VRAI
N9 - N12	1330	2,0471	1,5000	2,6259	57,8224	90	81,4	4,902	335,995	331,093	310,406	20,69	0,50	VRAI
N12 - BF7	136	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	0,279	331,093	330,814	310,111	20,70	0,29	VRAI
N12 - BF8	1180	0	0,75	0,7500	30,9019	63	57	2,423	331,093	328,671	309,770	18,90	0,29	VRAI

Annexe 3 : Comparaison des résultats calculés sous Excel et simulés sur EPANET

Tronçon	Nœuds	Longueur (m)	Vitesse calculée (m/s)	Vitesse simulée (m/s)	Pression calculée (m)	Pression simulée (m)
T1 (CE - N1)	N1	28,2	0,73	0,73	11,69	11,69
T2 (N1 - N2)	N2	29,7	0,86	0,86	11,31	11,3
T3 (N1 - N3)	N3	312	0,80	0,79	14,47	14,49
T4 (N3 - N4)	N4	309	0,67	0,3	14,73	16,24
T5 (N3 - N5)	N5	288	0,80	0,59	15,18	15,94
T6 (N5 - N6)	N6	165	0,70	0,47	15,49	16,7
T7 (N6 - N7)	N7	158	0,98	0,52	16,59	16,87
T8 (N2 - N7)	N7	362	0,86	0,82	16,59	16,87
T9 (N2 - N8)	N8	144	0,57	0,64	11,54	11,37
T10 (N8 - N4)	N4	529	0,63	0,4	14,73	16,24
T11 (N2 - BF1)	BF1	799	0,29	0,29	18,72	18,72
T12 (N8 - BF3)	BF3	17,3	0,29	0,29	11,71	11,55
T13 (N7 - BF2)	BF2	23,3	0,29	0,29	16,53	16,8
T14 (N4 - N14)	N14	493	0,22	0,22	18,77	15,27
T15 (N4 - N15)	N15	486	0,22	0,22	13,73	20,32
T16 (N5 - N13)	N13	720	0,26	0,25	23,38	24,2
T17 (N6 - N9)	N9	135	0,85	0,85	15,02	16,23
T18 (N9 - N12)	N12	1330	0,50	0,48	20,69	22,33
T19 (N9 - N10)	N10	1060	0,53	0,52	24,30	25,68
T20 (N10 - BF9)	BF9	24,5	0,29	0,29	18,32	19,64
T21 (N10 - N11)	N11	1130	0,33	0,31	22,37	23,87
T22 (N11 -BF10)	BF10	32,1	0,29	0,29	16,42	17,92
T23 (N12 - BF7)	BF7	136	0,29	0,29	20,70	22,28
T24 (N12 - BF8)	BF8	1180	0,29	0,29	18,90	20,48
T25 (N13 - BF6)	BF6	720	0,29	0,29	23,98	24,8
T26 (N14 - BF5)	BF5	493	0,29	0,29	16,81	18,36
T27 (N15 - BF4)	BF4	486	0,29	0,29	9,84	11,38

Annexe 4 : Dimensionnement du réseau d'adduction

Choix de la conduite d'adduction du premier forage au point de jonction										
Formule	**Qexpl (m3/h)**	**Dth (mm)**	**Dint (mm)**	**DN (mm)**	**U(m/s)**	**Condition de flamant**	**Vérification**	**Condition GLS**	**Vérification**	**Longueur (m)**
Bresse	10,00	79,06	90	110	0,436	0,69	VRAI	1,16	VRAI	556
Bresse modifiée	10,00	112,46	130,8	160	0,207	0,73	VRAI	1,27	VRAI	
Munier	10,00	65,35	73,6	90	0,653	0,67	VRAI	1,10	VRAI	
Bonin	10,00	52,70	61,4	75	0,938	0,66	FAUX	1,05	VRAI	
Bedjaoui	10,00	66,93	73,6	90	0,653	0,67	VRAI	1,10	VRAI	
Conclusion	**La conduite PN16 DN90 qui vérifie les conditions de vitesse et de pression sera utilisée pour le refoulement**									

Choix de la conduite d'adduction du deuxième forage au point de jonction										
Formule	**Qexpl (m3/h)**	**Dth (mm)**	**Dint (mm)**	**DN (mm)**	**U(m/s)**	**Condition de flamant**	**Vérification**	**Condition GLS**	**Vérification**	**Longueur (m)**
Bresse	10	79,06	90	110	0,436	0,69	VRAI	1,15829219	VRAI	368
Bresse modifiée	10	112,46	114,6	140	0,269	0,7146	VRAI	1,23042077	VRAI	
Munier	10	65,35	73,6	90	0,653	0,6736	VRAI	1,10148085	VRAI	
Bonin	10	52,70	61,4	75	0,938	0,6614	FAUX	1,0526878	VRAI	
Bedjaoui	10	66,93	73,6	90	0,653	0,6736	VRAI	1,10148085	VRAI	
Conclusion	**La conduite PN16 DN90 qui vérifie les conditions de vitesse et de pression sera utilisée pour le refoulement**									

Choix de la conduite d'adduction du point de jonction au château d'eau										
Formule	**Qexpl (m3/h)**	**Dth (mm)**	**Dint (mm)**	**DN (mm)**	**U(m/s)**	**Condition de flamant**	**Vérification**	**Condition GLS**	**Vérification**	**Longueur (m)**
Bresse	20	111,803	114,6	140	0,538	0,7146	VRAI	1,230	VRAI	950
Bresse modifiée	20	141,688	147,2	180	0,326	0,7472	VRAI	1,310	VRAI	
Munier	20	92,424	102,2	125	0,677	0,7022	VRAI	1,196	VRAI	
Bonin	20	74,536	90	110	0,873	0,69	FAUX	1,158	VRAI	
Bedjaoui	20	94,660	102,2	125	0,677	0,7022	VRAI	1,196	VRAI	
Conclusion	**La conduite PN16 DN140 qui vérifie les conditions de vitesse et de pression sera utilisée pour le refoulement**									

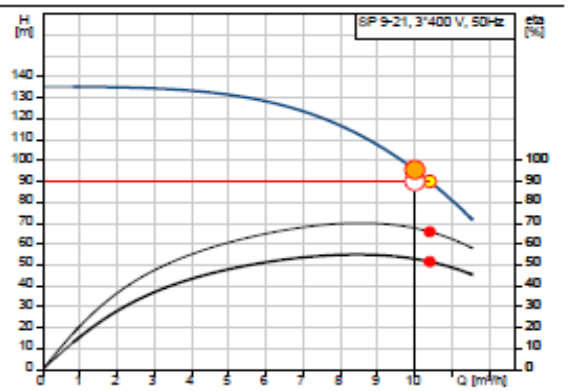
Annexe 5 : Caractéristiques techniques des pompes

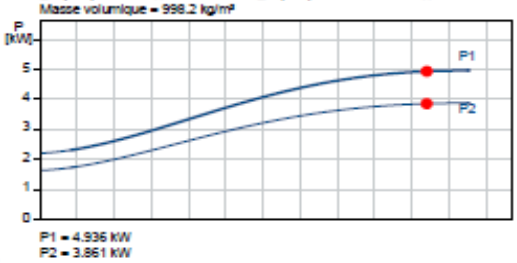
GRUNDFOS

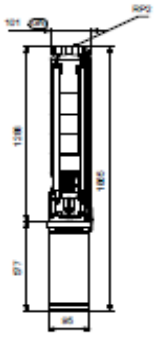
Nom Société:
Créé par:
Téléphone:

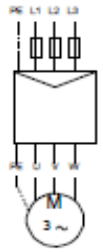
Date: 27/02/2026

Description	Valeur
Information générale:	
Nom produit:	SP 9-21
Code article:	98826884
Numéro EAN::	5712601958943
Prix:	EUR 4301
Technique:	
Vitesse de la pompe sur laquelle sont basées les données de la pompe:	2900 mn-1
Débit calculé réel:	10.4 m³/h
Débit nominal:	9 m³/h
Point de fonctionnement réel de la pompe:	90 m
Hauteur nominale:	110.8 m
Etages:	21
Nombre de roues à diamètre réduit:	NONE
Certifications:	CE,EAC,UKCA,SEPRO,MOROCCO
Certifications pour moteur:	CE,EAC,C_UL_US_NSF372MOROCCO,UKCA,SEPRO,RCM
Certifications pour l'eau potable:	ACS,DM174
Tolérance courbe:	ISO9906:2012 3B
Modèle:	A
Version moteur:	T40
Clapet anti-retour:	OUI
Matériaux:	
Pompe:	Stainless steel
	EN 1.4301
	AISI 304
Roue:	Acier inox.
	EN 1.4301
	AISI 304
Moteur:	Acier inoxydable
	EN 1.4301
Garniture mécanique:	HM/Céramique
Installation:	
Pression ambiante maximale:	60 bar
Pression maximale de service:	60 bar
Pression de sortie maximale autorisée:	13.8 bar
Type raccordement:	Rp
Taille du raccordement:	2 pouce
Diamètre motor:	4 pouce
Diamètre de forage minimum:	105 mm
Liquide:	
Liquide pompé:	Eau
Plage température liquide:	-15 .. 40 °C
Donnée électrique:	
Type moteur:	MS4000
Conception de la bride moteur:	NEMA
Puissance nominale - P2:	4 kW
Puissance (P2) requise par pompe:	4 kW
Fréquence d'alimentation:	50 Hz
Tension nominale:	3 x 380-400-415 V
Intensité nominale:	9.8-9.6-9.8 A
Tension requise:	400 V









Logiciel Grundfos WinCAPS [2026.08.003]

Annexe 6 : Point de fonctionnement des pompes

Caractéristique de la pompe du forage 1

Q [m^3/h]	0	4	5	6	8	9	10	10,4	11	12
HMT [m]	135	132	130	127	118	112	95	90	85	72
ΔH_{F1_P}	0,00	0,75	1,13	1,58	2,69	3,35	4,07	4,38	4,86	5,71
HMT mod [m]	402,4	398,6	396,2	392,8	382,7	376,02	358,30	352,99	347,51	333,66

Caractéristique de la pompe du forage 2

Q [m^3/h]	0	4	5	6	8	9	10	10,4	11	12
HMT [m]	135	132	130	127	118	112	95	90	85	72
ΔH_{F2_P}	0,00	0,52	0,78	1,09	1,86	2,32	2,82	3,03	3,36	3,95
HMT mod [m]	404,8	401,3	399,0	395,7	385,9	379,5	362,0	356,8	351,4	337,9

Conduite commune P au réservoir

Q [m^3/h]	0	8	10	12	16	18	20	20,8	22	24
$\Delta H_{P_Réservoir}$	347,7	348,5	348,9	349,5	350,7	351,5	352,3	352,6	353,2	354,1

Résultante des deux pompes

HMT [m]	404,8	401,3	399,0	395,7	385,9	382,7	358,3	353,0	347,5	333,7
Q [m^3/h]	0	8	10	12	16	18	20	20,8	22	24

Annexe 7 : Evaluation des impacts par la matrice de FECTEAU

N°	Phase / activité principale	Composante affectée	Nature de l'impact	I	E	D	Importance	Niveau
1	Forage et essais de développement-pompage	Sol / eau souterraine	Perturbation locale du sol et risque de contamination pendant les travaux	2	1	2	1,7	Faible à moyen -
2	Exploitation du forage	Eau souterraine	Risque de surexploitation de la nappe	3	2	3	2,7	Fort -

N°	Phase / activité principale	Composante affectée	Nature de l'impact	I	E	D	Importance	Niveau
3	Réalisation des semelles du château d'eau (terrassement, bétonnage)	Sol	Dégradation du sol et érosion locale	3	1	2	2	Moyen -
4	Pose du château d'eau	Paysage	Modification du paysage local	1	1	3	1,7	Faible -
5	Pose du réseau de distribution (fouilles de tranchées)	Sol / activités humaines	Perturbation temporaire des sols et des activités	2	1	2	1,7	Faible à moyen -
6	Transport des matériaux et circulation des engins	Air	Émission de poussières et gaz d'échappement	2	1	1	1,3	Faible -
7	Installation des bornes fontaines	Sol / occupation de l'espace	Modification locale de l'occupation du sol	1	1	3	1,7	Faible -
8	Utilisation des bornes fontaines	Sol	Formation de flaques et stagnation d'eau	2	1	2	1,7	Faible à moyen -
9	Installation des panneaux solaires / raccordement SONABEL	Paysage / sécurité	Impact visuel et risque de vol ou vandalisme	1	1	3	1,7	Faible -
10	Exploitation du système de pompage	Air / énergie	Utilisation d'une énergie propre (cas du solaire)	2	2	3	2,3	Moyen +
11	Mise en service du réseau d'eau potable	Santé publique	Réduction des maladies hydriques	3	2	3	2,7	Fort +
12	Accès amélioré à l'eau potable	Conditions de vie	Amélioration de l'hygiène et du bien-être des populations	3	2	3	2,7	Fort +
13	Réduction de la distance de collecte de l'eau	Genre / groupes vulnérables	Allègement de la corvée d'eau pour les femmes et enfants	3	2	3	2,7	Fort +
14	Gestion du système AEP-MV (fontainiers, exploitants)	Emploi	Création d'emplois locaux	2	1	3	2	Moyen +

N°	Phase / activité principale	Composante affectée	Nature de l'impact	I	E	D	Importance	Niveau
15	Mise en place d'un comité de gestion de l'eau	Gouvernance locale	Renforcement de la gestion communautaire	2	1	3	2	Moyen +
16	Mauvaise maintenance du réseau	Eau / santé	Risque de contamination de l'eau distribuée	3	1	3	2,3	Moyen à fort -
17	Fuites dans le réseau de distribution	Ressource en eau	Pertes d'eau et gaspillage de la ressource	2	2	3	2,3	Moyen -
18	Réhabilitation des sites après travaux	Sol / environnement	Restauration du milieu et stabilisation des sols	2	1	3	2	Moyen +

Annexe 8 : Mesures d'atténuation/amélioration des impacts

Activité principale	Impact	Mesures d'atténuation / d'amélioration
Terrassement, nivellement et décapage du site (forage, château d'eau, local technique)	Dégradation des sols, érosion et perte de couverture végétale	Limiter l'emprise des travaux au strict nécessaire ; Réaliser les travaux de terrassement en saison sèche ; Aménager des dispositifs de drainage des eaux pluviales ; Stabiliser les talus et revégétaliser les zones perturbées après travaux.
Circulation des engins et transport des matériaux (ciment, sable, conduites)	Émission de poussières et gaz d'échappement	Arroser les pistes et zones de travaux ; Limiter la vitesse des engins ; Entretenir régulièrement les véhicules ; Planifier les transports hors des heures sensibles (écoles, marchés).
Réalisation du forage et essais de pompage	Perturbation locale du sol et risque de contamination de la nappe	Respecter les normes techniques de forage ; Protéger la tête de forage ; Évacuer correctement les boues de forage ; Réaliser les essais de pompage selon les normes hydrogéologiques.
Construction du château d'eau et du local technique	Artificialisation du sol et modification du paysage	Optimiser l'implantation des infrastructures ; Prévoir un aménagement paysager autour du site ; Planter des arbres autour des installations.
Pose du réseau de distribution (tranchées)	Perturbation des sols, gêne pour la circulation et les activités locales	Limiter la largeur des tranchées ; Sécuriser les zones de fouilles ; Remblayer et remettre en état rapidement les zones excavées ; Informer les populations sur le calendrier des travaux.

Activité principale	Impact	Mesures d'atténuation / d'amélioration
Installation des bornes fontaines	Occupation de l'espace public et perturbation temporaire des activités	Choisir des emplacements consensuels avec les communautés ; Assurer une bonne intégration des bornes fontaines dans le milieu ; Aménager les alentours pour faciliter l'accès.
Utilisation des bornes fontaines	Formation de flaques d'eau et insalubrité autour des points d'eau	Aménager un système de drainage des eaux usées ; Construire une dalle en béton avec évacuation ; Sensibiliser les usagers à l'entretien des abords.
Installation du système énergétique (panneaux solaires ou raccordement réseau électrique)	Impact visuel et risque de vol ou de vandalisme	Installer une clôture de protection autour des équipements ; Sensibiliser la communauté sur l'importance de l'ouvrage ; Prévoir un dispositif de sécurité et de gardiennage si nécessaire.
Exploitation du système de pompage	Risque de surexploitation de la ressource en eau	Suivre régulièrement le niveau de la nappe ; Adapter le débit de pompage à la capacité de la ressource ; Mettre en place un programme de suivi hydrogéologique.
Exploitation et maintenance du réseau	Risque de fuites et pertes d'eau	Mettre en place un programme de maintenance régulière ; Former les exploitants à la détection des fuites ; Réparer rapidement les conduites endommagées.
Fonctionnement du système AEP-MV	Risques de conflits entre usagers (gestion de l'eau)	Mettre en place un comité de gestion inclusif ; Définir des règles claires d'utilisation ; Mettre en place un mécanisme de gestion des plaintes.
Mise en service du réseau d'eau potable	Amélioration de la santé publique et des conditions de vie	Sensibiliser les populations à l'hygiène et à l'utilisation de l'eau potable ; Promouvoir les bonnes pratiques d'assainissement ; Assurer un suivi de la qualité de l'eau.
Gestion du système AEP-MV (fontainiers, exploitants)	Création d'emplois et amélioration des revenus locaux	Favoriser le recrutement local ; Former les fontainiers et gestionnaires ; Encourager la participation des femmes et des jeunes.
Réhabilitation des zones perturbées après travaux	Restauration des sols et amélioration du paysage	Remettre en état les sites de travaux ; Reboiser les zones dégradées ; Suivre l'évolution environnementale pendant quelques années.

Annexe 9 : Programme de suivi et monitoring environnemental

Composante	Indicateur de suivi	Fréquence	Responsable
Eau (ressource et eau distribuée)	Qualité physico-chimique et bactériologique de l'eau (pH, turbidité, coliformes)	2 fois/an	Service technique communal/Direction régionale en charge de l'eau
Eau souterraine	Niveau statique et dynamique de la nappe	Semestriel	Service hydraulique/exploitant du réseau
Réseau de distribution	Nombre de fuites détectées et réparées	Trimestriel	Exploitant du réseau
Bornes fontaines	État de propreté et présence d'eaux stagnantes autour des bornes	Trimestriel	Comité de gestion/mairie
Sol	État des sites de forage, château d'eau et zones de travaux réhabilitées	Semestriel	Service environnement/mairie
Énergie (solaire ou réseau électrique)	État de fonctionnement des panneaux solaires ou équipements électriques	Trimestriel	Exploitant/technicien maintenance
Santé publique	Incidence des maladies hydriques (diarrhées, choléra, etc.)	Annuel	Centre de santé/mairie
Sécurité des travailleurs	Nombre d'accidents de travail et port effectif des EPI lors des opérations de maintenance	Semestriel	Exploitant du système
Social	Nombre d'emplois créés (fontainiers, gestionnaires, maintenanciers)	Annuel	Mairie/exploitant

Composante	Indicateur de suivi	Fréquence	Responsable
Genre et inclusion	Participation des femmes et des jeunes dans la gestion du service d'eau	Annuel	Comité de gestion/mairie
Plaintes des usagers	Nombre de plaintes enregistrées (qualité, prix, pannes)	Trimestriel	Comité de gestion/exploitant
Sensibilisation	Nombre de séances de sensibilisation sur l'hygiène et l'usage de l'eau potable	Semestriel	Mairie/ONG/agents de santé

Annexe 10 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de réalisation de l'AEP-MV

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
I	**FRAIS GENERAUX**				
I.1	Installation et Repli de chantier	Forfait	1	2 000 000	2 000 000
I.2	Dossier de récolement des travaux	Forfait	1	500 000	500 000
I.3	Essai de fonctionnement général	Forfait	1	500 000	500 000
I.4	**TOTAL FRAIS GENERAUX**				**3 000 000**
II	**OUVRAGES DE CAPTAGE ET EQUIPEMENTS**				
II.1	Implantation et exécution d'un forage à gros débit (supérieur ou égale à 10 m3/h) avec un diamètre minimal 4"	U	2	3 000 000	6 000 000
II.2	Développement du forage	U	2	100 000	200 000
II.3	Pompage d'essai par palier du	U	2	200 000	400 000
II.4	Pompage d'essai longue durée	U	2	1 000 000	2 000 000
II.5	Analyse de l'eau (chimique et bactériologique)	U	2	200 000	400 000
II.6	Fourniture et installation d'une électropompe immergée à alimentation solaire avec point de fonctionnement (Q = 10 m3/h, HMT = 90 m), y compris toutes sujétions	U	2	2 500 000	5 000 000
II.7	Fourniture et installation d'une armoire électrique de commande et de protection pour l'électropompe immergée	U	2	500 000	1 000 000
II.8	Fourniture, pose et raccordement d'une colonne d'exhaure en PEHD DN 90 PN 16 (y compris attaches)	Ml	110	13 000	1 430 000
II.9	Génie civil tète de forage	FF	2	200 000	400 000
II.10	Fournitures, pose et raccordement d'équipement hydromécaniques (ventouses, coudes, brides rondes filetés, clapet anti-retour, manomètres, vannes, robinet de prise d'échantillon) dans la tête de forage y compris butée et support	U	2	2 000 000	4 000 000

	TOTAL OUVRAGES DE CAPTAGE ET EQUIPEMENTS				**20 830 000**
III	**REFOULEMENT**				
III.1	Fouilles et remblais pour tout type de terrain pour conduites de diamètre de 90 mm	ML	924	2 000	1 848 000
III.3	Fouilles et remblais pour tout type de terrain pour conduites de diamètre de 140 mm	ML	950	2 000	1 900 000
III.3	Fourniture et pose de canalisation PEHD DN 90 PN 16	ML	924	9 000	8 316 000
III.4	Fourniture et pose de canalisation PEHD DN 140 PN 16	ML	950	10 000	9 500 000
III.5	Grillage avertisseur bleu	ML	1874	200	374 800
III.6	Essai de pression, lavage, désinfection et rinçage des canalisations	ML	1874	900	1 686 600
III.7	Fourniture et pose d'un té et de coude toutes suggestions compris	ENS	1	50 000	50 000
III.8	Fourniture et pose d'adaptateur à brides fonte/PEHD à bague DN 90 PN16	U	4	15 000	60 000
III.9	Fourniture et pose d'adaptateur à brides fonte/PEHD à bague DN 140 PN16	U	2	15 000	30 000
III.10	Fourniture et pose de boulons aciers 16/80	U	160	650	104 000
III.11	Construction de bornes d'indication des passages des conduites pour le réseau de refoulement	U	8	10 000	80 000
III.12	Fourniture et pose d'une ventouse sur conduite DN 140 de refoulement	U	1	200 000	200 000
	TOTAL REFOULEMENT				**24 149 400**
IV	**DISTRIBUTION**				
IV.1	Fouilles et remblais pour tout type de terrain pour conduites de diamètre inférieur ou égal à 200 mm	ML	11590,1	2 000	23 180 200

IV.2	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 200 PN 10, y compris toutes sujétions (lit de sable, grillage avertisseur...)	ML	28,2	16 000	451 200
IV.3	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 140 PN 10, y compris toutes sujétions (lit de sable, grillage avertisseur...)	ML	29,7	14 000	415 800
IV.4	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 125 PN 10, y compris toutes sujétions (lit de sable, grillage avertisseur...)	ML	893	12 000	10 716 000
IV.5	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 110 PN 10, y compris toutes sujétions (lit de sable, grillage avertisseur...)	ML	1587	10 000	15 870 000
IV.6	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 90 PN 10, y compris toutes sujétions (lit de sable, grillage avertisseur...)	ML	3442	9 000	30 978 000
IV.7	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 63 PN 10, y compris toutes sujétions (lit de sable, grillage avertisseur...)	ML	5610	6 000	33 661 200
IV.8	Essai de pression, lavage, désinfection et rinçage des canalisations	ML	11590,1	600	6 954 060
IV.9	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 200 PN 10	U	1	19 000	19 000
IV.10	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 140 PN 10	U	1	18 000	18 000
IV.11	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 125 PN 10	U	2	17 000	34 000
IV.12	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 110 PN 10	U	2	16 000	32 000
IV.13	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 90 PN 10	U	12	15 000	180 000
IV.14	Fourniture et pose d'adaptateur à brides DN 63 PN 10	U	22	8 000	176 000
IV.15	Fourniture et pose de té fonte DN 200	U	1	65 000	65 000
IV.16	Fourniture et pose de té fonte DN 140	U	1	60 000	60 000

IV.17	Fourniture et pose de té fonte DN 125	U	1	50 000	50 000
IV.18	Fourniture et pose de té fonte DN 110	U	1	50 000	50 000
IV.19	Fourniture et pose de té fonte DN 90	U	6	45 000	270 000
IV.20	Fourniture et pose de té fonte DN 63	U	11	40 000	440 000
IV.21	Fourniture et pose de coude DN 200	U	1	8 000	8 000
IV.22	Fourniture et pose de coude DN 140	U	1	8 000	8 000
IV.23	Fourniture et pose de coude DN 125	U	2	7 000	14 000
IV.24	Fourniture et pose de coude DN 110	U	2	5 000	10 000
IV.25	Fourniture et pose de coude DN 90	U	3	4 000	12 000
IV.26	Fourniture et pose de coude DN 63	U	5	3 500	17 500
IV.27	Fourniture et pose de boulons aciers 16/80	U	770	650	500 500
IV.28	Fourniture et pose de boulons aciers 20/90	U	652	700	456 400
IV.29	Fournitures et pose de réducteurs à brides	ENS	1	1 500 000	1 500 000
IV.30	Fourniture et pose de robinet vanne à 2 brides DN 200	ENS	1	10 000	10 000
IV.31	Fourniture et pose de robinet vanne à 2 brides DN 140	ENS	1	10 000	10 000
IV.32	Fourniture et pose de robinet vanne à 2 brides DN 125	U	2	10 000	20 000
IV.33	Fourniture et pose de robinet vanne à 2 brides DN 110	U	4	10 000	40 000
IV.34	Fourniture et pose de robinet vanne à 2 brides DN 90	U	6	10 000	60 000
IV.35	Fourniture et pose de robinet vanne à 2 brides DN 63	U	10	10 000	100 000
IV.36	Fourniture et pose de bouchon DN 63	U	10	4 500	45 000
IV.37	Fourniture et pose de ventouses	U	3	120 000	360 000
IV.38	Fourniture et pose de vidange sur conduite DN 63 et DN 90	U	3	120 000	360 000

IV.39	Fourniture et pose de tête de bouche à clé de 5 Kg bétonnée pour robinet vanne	U	10	220 000	2 200 000
IV.40	Regards pour robinet vanne	U	355	10 000	3 550 000
IV.41	Regards pour ventouses	U	3	50 000	150 000
IV.42	Regards pour vidanges	U	3	50 000	150 000
IV.43	Construction de massif de butée et/ou d'ancrage dosé à 350 kg/m3	ENS	1	2 000 000	2 000 000
IV.44	Fourniture et pose de bornes d'indication des conduites sur réseau de distribution	ENS	1	1 500 000	1 500 000
IV.45	Réalisation de branchements particuliers	U	50	150 000	7 500 000
	TOTAL DISTRIBUTION				**144 201 860**
V	**RESERVOIR**				
V.1	Études géotechniques pour fondation du château d'eau	U	1	500 000	500 000
V.2	Fourniture et pose d'un château métallique de 100 m3 de hauteur totale 6,3 m et de hauteur sous cuve 10 m (équipement de robinetterie intérieure : robinet flotteur, crépine et extérieur : compteur au pied de l'ouvrage, clapet anti retour, robinet vanne, échelle de lecture, peint)	ENS	1	50 000 000	50 000 000
	TOTAL RESERVOIR				**50 500 000**
VI	**TRAITEMENT DE L'EAU**				
VI.1	Fourniture de filtre doseur	U	1	500 000	500 000
VI.2	Fournitures de pièces et travaux de plomberie	ENS	1	400 000	400 000
VI.3	Fourniture de désinfectant alimentaire chlore en poudre (fût de 45kg)	U	4	420 000	1 680 000
VI.4	Fourniture et pose de support et hangar de protection	U	1	500 000	500 000
VI.5	Fouille et remblais pour installation	ENS	1	150 000	150 000

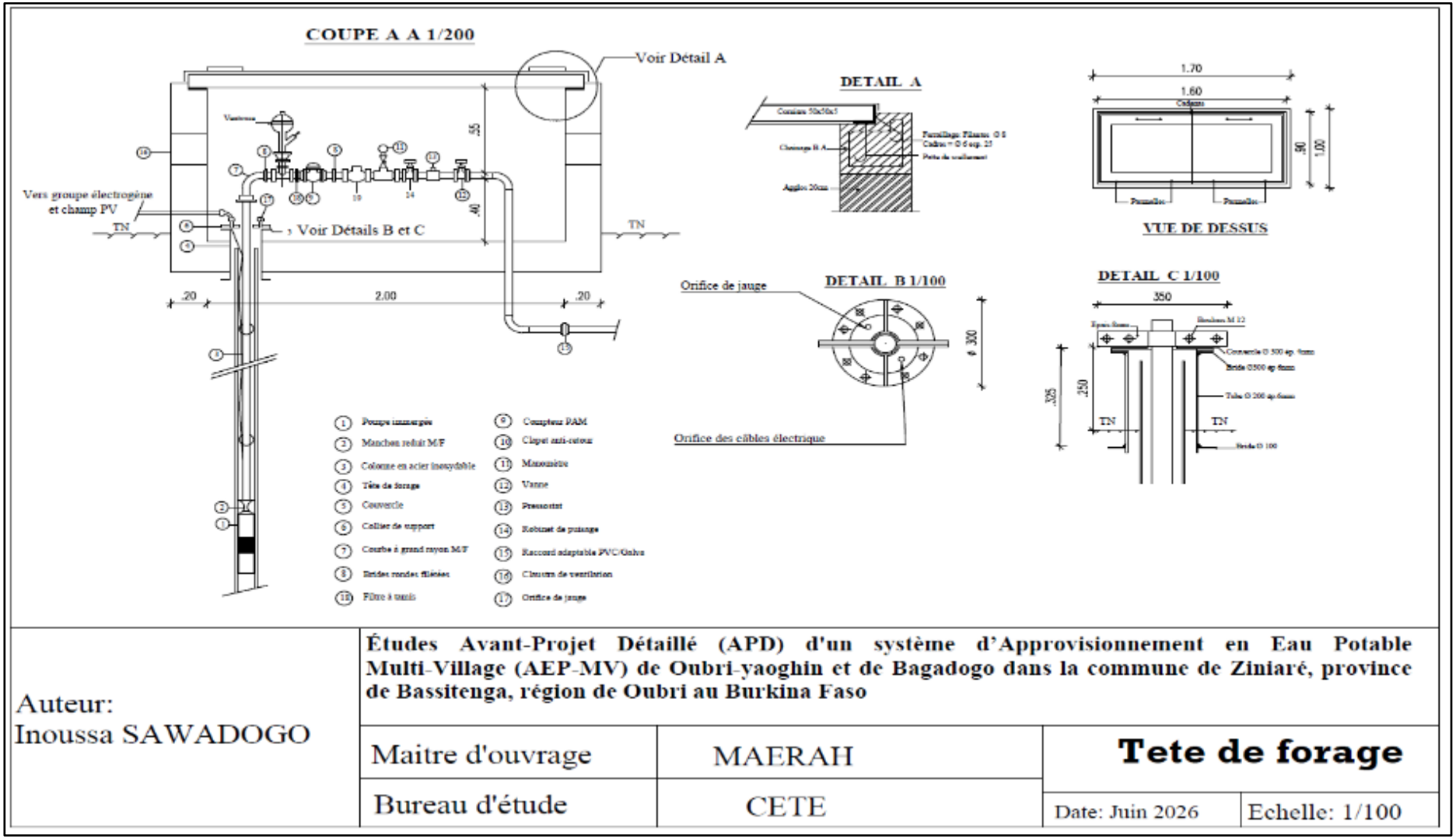
VI.6	Main d'œuvre (plomberie et mise en service)	ENS	1	500 000	500 000
VI.7	Formation des techniciens pour l'exploitation	ENS	1	300 000	300 000
	TOTAL TRAITEMENT DE L'EAU				**4 030 000**
VII	**ENERGIE**				
VII.1	**PANNEAUX PHOTOVOLTAIQUES**				
VII.1.1	Fourniture et pose de panneaux solaires monocristallins de 450Wc, kits de raccordement, cadre en aluminium des PV, câbles de liaison, dispositif de protection des câbles sous module, support métallique conformément au plan joint et toutes sujétions.	U	40	170 000	6 800 000
VII.1.2	Structure support triangulée inclinaison sud zéro, 15°conformément aux plans y compris plateforme anti bourbier en béton ordinaire dosé à 300 Kg/m3, d'épaisseur 15 cm et toutes sujétions	Forfait	2	1 000 000	2 000 000
VII.1.3	Fourniture et pose d'un onduleur de 10KVA y compris coffret étanche de protection	U	2	800 000	1 600 000
VII.1.5	Fourniture, pose et raccordement de Câble H07RN-F 2X10mm² pour le raccordement entre les panneaux solaires photovoltaïque et le Contrôleur (dans le local technique)	ML	200	5 000	1 000 000
VII.1.6	Fourniture, pose et raccordement d'un parafoudre DC 600-1000V, y compris toute sujétion	U	2	47 100	94 200
VII.1.7	Fourniture, pose et raccordement d'un coupe circuit CC pour la partie continu y compris toute sujétion	U	2	50 000	100 000
VII.1.8	Fourniture, pose et raccordement d'un coupe circuit sectionneur AC pour la partie alternatif, y compris toute sujétion	U	2	50 000	100 000
	TOTAL PANNEAUX PHOTOVOLTAIQUES				**11 694 200**

VII.2	**SONABEL**				
VII.2.1	Acquisition, raccordement et mise en service du réseau SONABEL 3PH+N 230/400V 50Hz à démarrage électrique avec possibilité de démarrage automatique	Forfait	2	200 000	400 000
VII.2.2	Fourniture et pose de transformateur d'énergie	U	2	800 000	1 600 000
VII.2.3	Fourniture et pose d'une armoire électrique AC/DC y compris un dispositif d'inversion de source de courant y compris toutes suggestions.	ENS	2	250 000	500 000
VII.2.4	Puits de terre équipé et mise à la terre des équipements électromécaniques du forage, des masses métalliques et du neutre (branchement SONABEL etc.) y compris toutes sujétions	ENS	2	150 000	300 000
	TOTAL SONABEL				**2 800 000**
	TOTAL ENERGIE				**14 494 200**
VIII	**GENIE CIVIL**				
VIII.1	Réalisation d'une clôture (25mx25m) en maçonnerie d'agglo de 15cm et de 2 m de haut selon plan, y compris éclairage du portail, crépissage, tyrolienne	Forfait	1	3 000 000	3 000 000
VIII.2	Construction de local technique/Magasin	ENS	1	2 500 000	2 500 000
VIII.3	Construction de local de gardiennage	U	1	1 000 000	1 000 000
VIII.4	Construction de latrine VIP à 1 poste + douche conformément aux plans	U	1	1 000 000	1 000 000
VIII.5	Construction et raccordement de bornes fontaines	U	10	1 000 000	10 000 000
VIII.6	Fourniture et pose de lampadaire solaire à côté des bornes fontaines	U	10	200 000	2 000 000

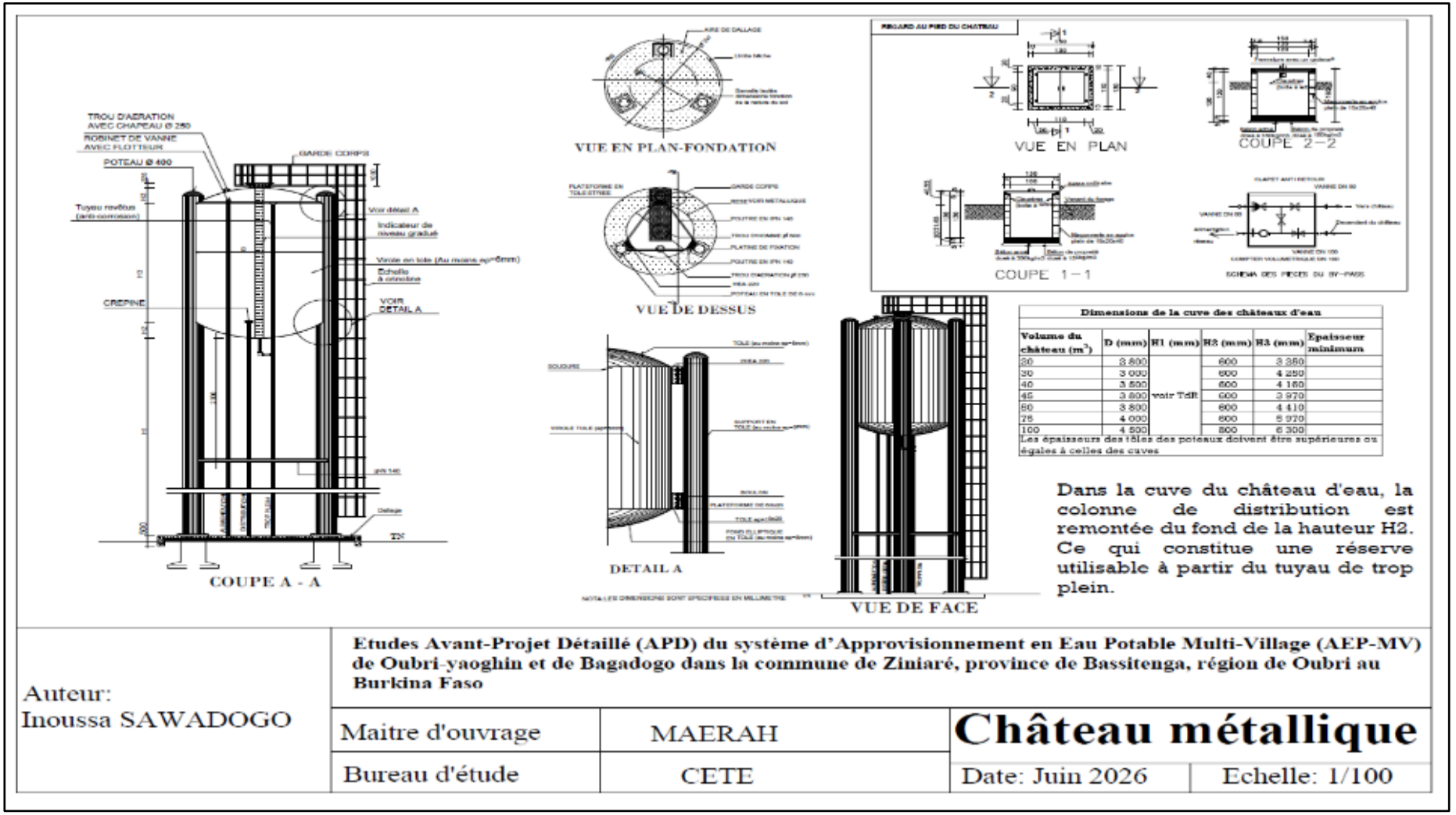
VIII.7	Protection des conduites au niveau des ravins (fourreautage +gabions) y compris toutes sujétions	ML	500	10 000	5 000 000
	TOTAL GENIE CIVIL				**24 500 000**
IX	**FORMATIONS ET DIVERS**				
IX.1	Fourniture de pièces de rechange pour l'entretien du réseau	Forfait	1	1 000 000	1 000 000
IX.2	Formation et suivi des responsables d'exploitation	Forfait	1	1 000 000	1 000 000
	TOTAL FORMATION ET DIVERS				**2 000 000**
X	**PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE**				
X.1	Budget du PGES	Forfait	1	2 000 000	2 000 000
	TOTAL PGES				**2 000 000**
	MONTANT TOTAL HTVA DE L'AEP- MV				**289 705 460**
	MONTANT DE LA TVA (18%)				**52 146 983**
	TOTAL TTC				**341 852 443**

Annexe 11: Pièces graphiques

Tête de forage



Château d'eau



Dimensions de la cuve des châteaux d'eau

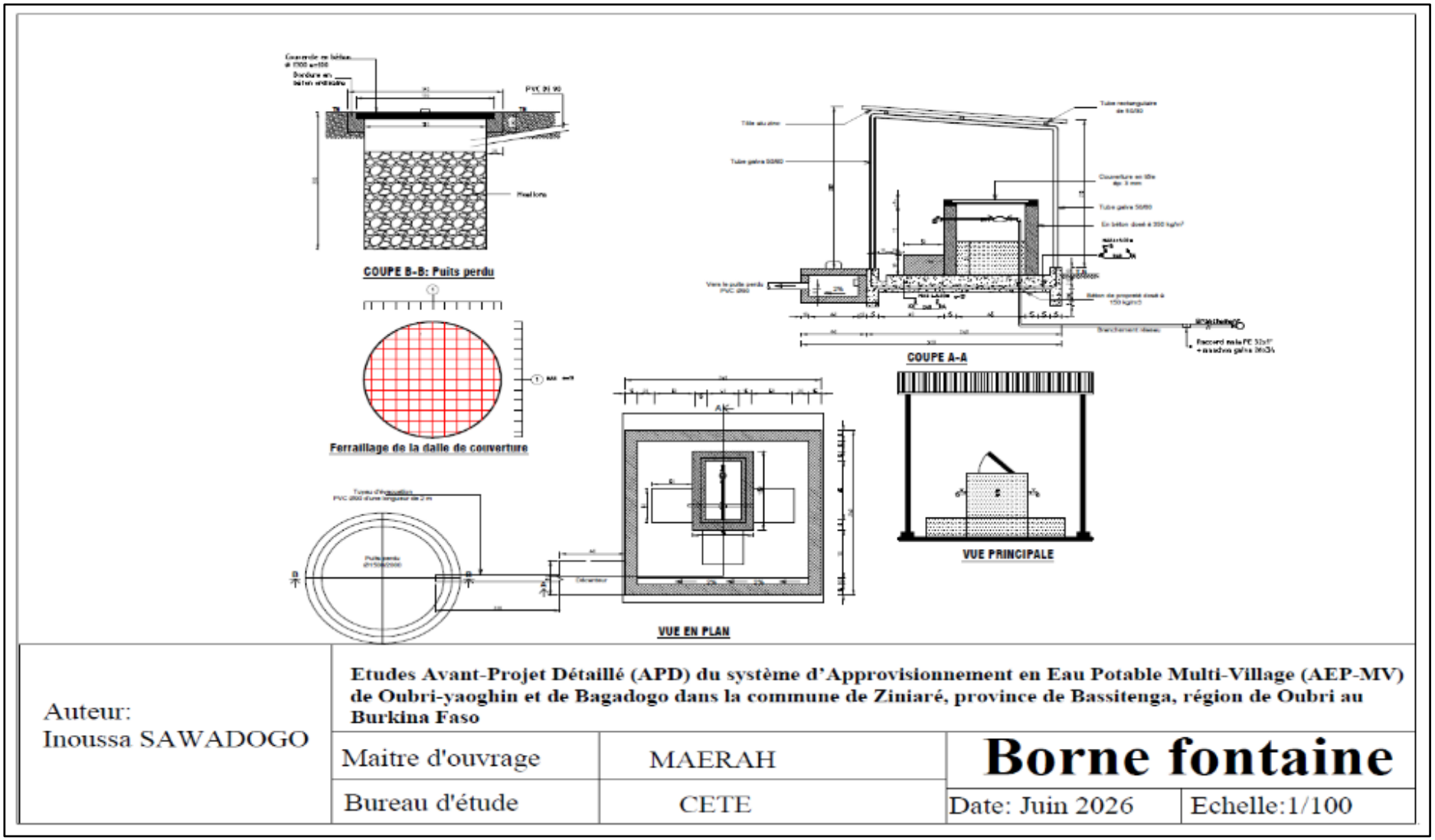
Volume du château (m^3)	D (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	H3 (mm)	Epaisseur minimum
30	3 800	voir TdR	600	3 380	
30	3 000		600	4 250	
40	3 500		600	4 160	
45	3 800		600	3 970	
60	3 800		600	4 410	
75	4 000		600	5 970	
100	4 500		800	6 300	

Les épaisseurs des tôles des poteaux doivent être supérieures ou égales à celles des cuves

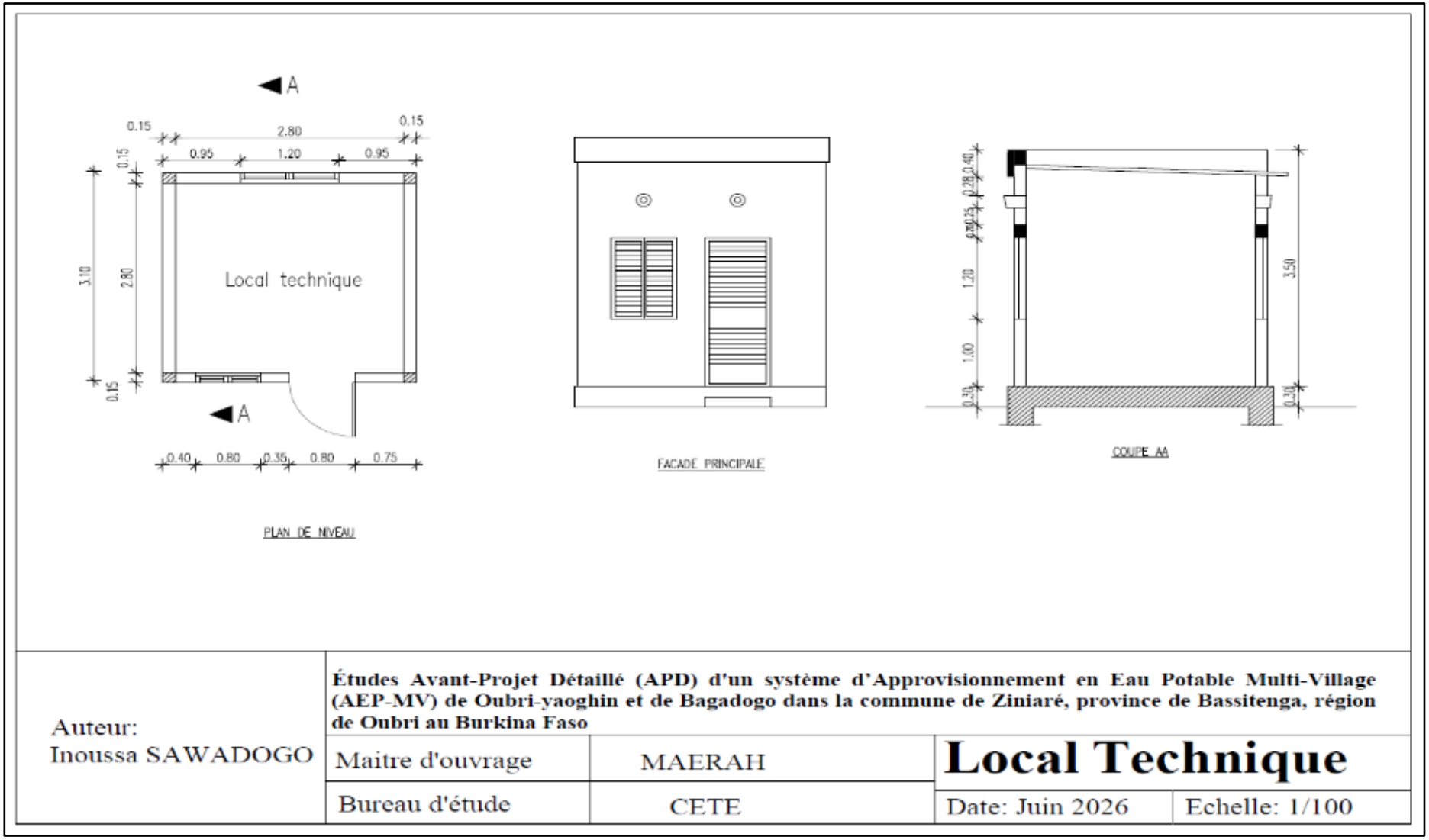
Dans la cuve du château d'eau, la colonne de distribution est remontée du fond de la hauteur H2. Ce qui constitue une réserve utilisable à partir du tuyau de trop plein.

Auteur: Inoussa SAWADOGO	**Etudes Avant-Projet Détaillé (APD) du système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-Village (AEP-MV) de Oubri-yaoghin et de Bagadogo dans la commune de Ziniaré, province de Bassitenga, région de Oubri au Burkina Faso**		
	Maitre d'ouvrage	MAERAH	**Château métallique**
	Bureau d'étude	CETE	Date: Juin 2026 — Echelle: 1/100

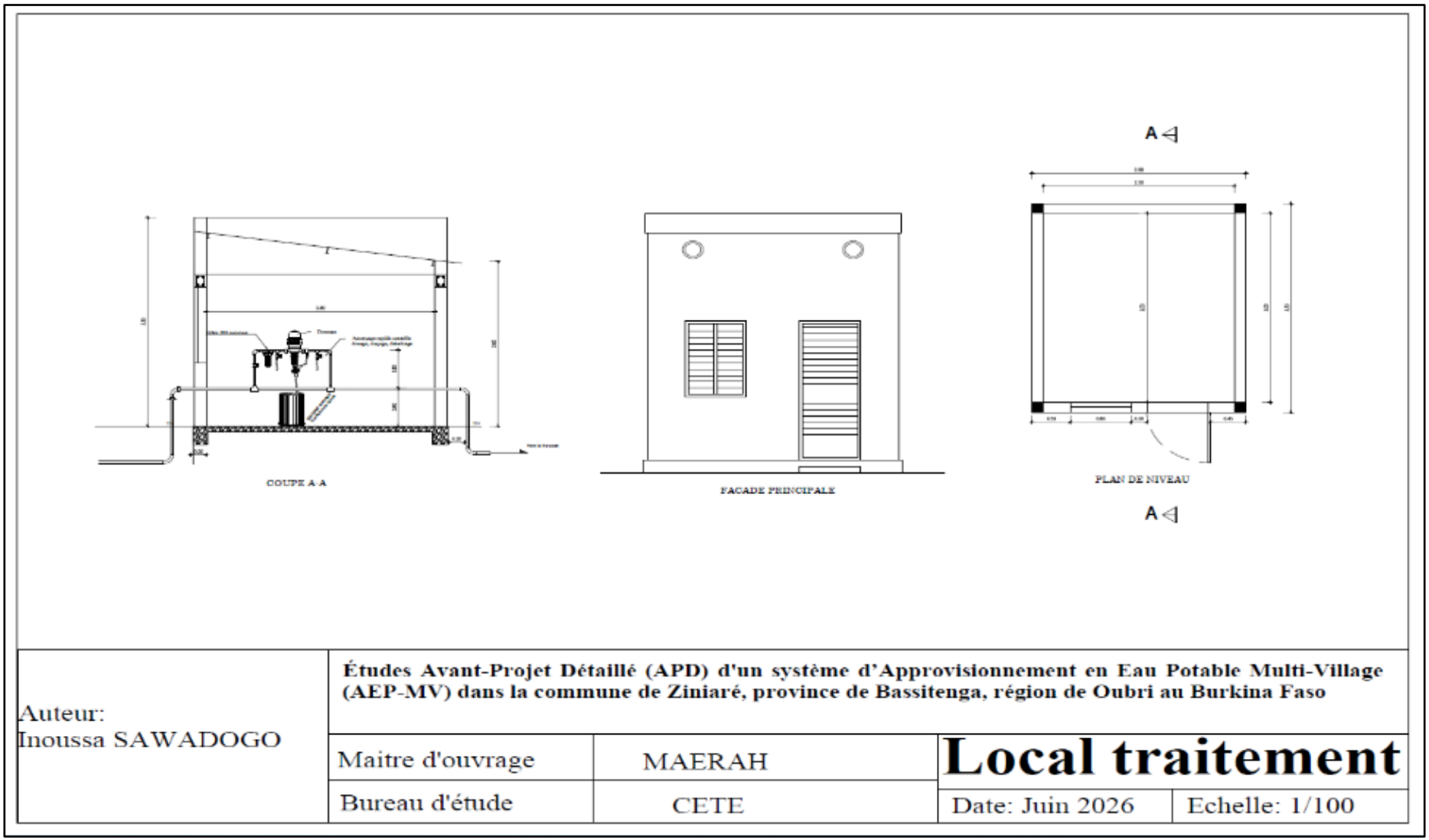
Borne fontaine



Local technique

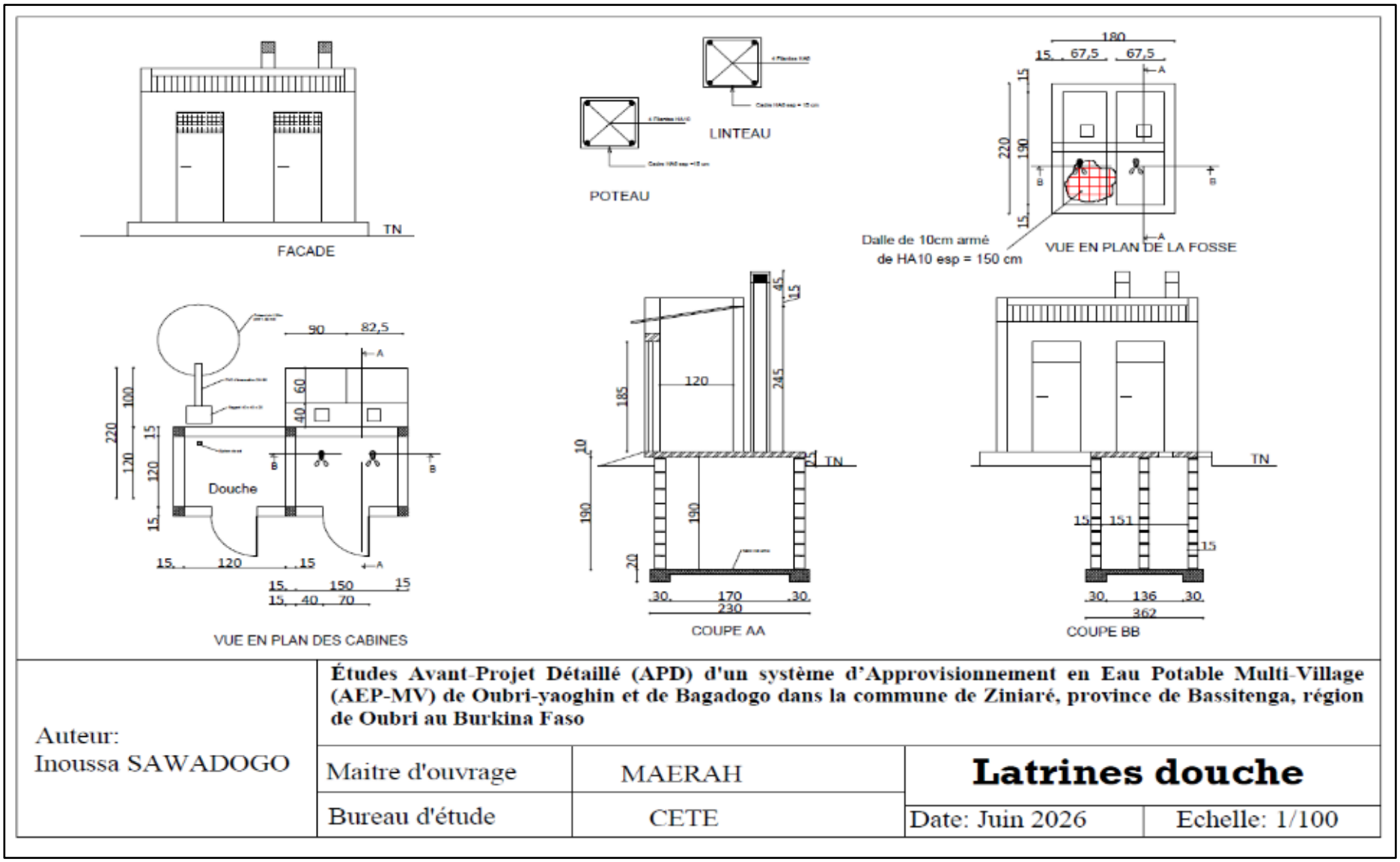


Local Traitement

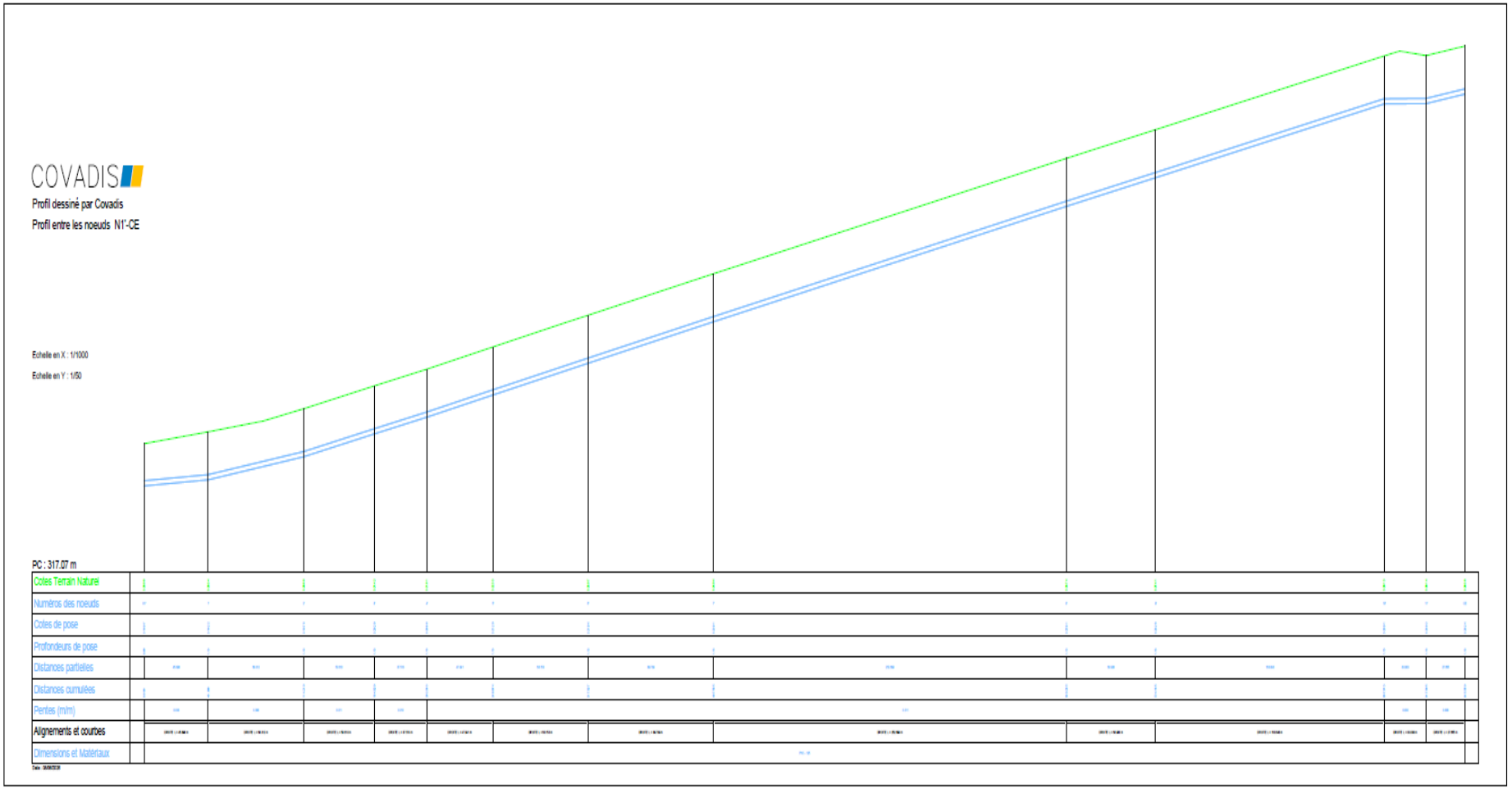


Auteur: Inoussa SAWADOGO	**Études Avant-Projet Détaillé (APD) d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-Village (AEP-MV) dans la commune de Ziniaré, province de Bassitenga, région de Oubri au Burkina Faso**			
	Maitre d'ouvrage	MAERAH	**Local traitement**	
	Bureau d'étude	CETE	Date: Juin 2026	Echelle: 1/100

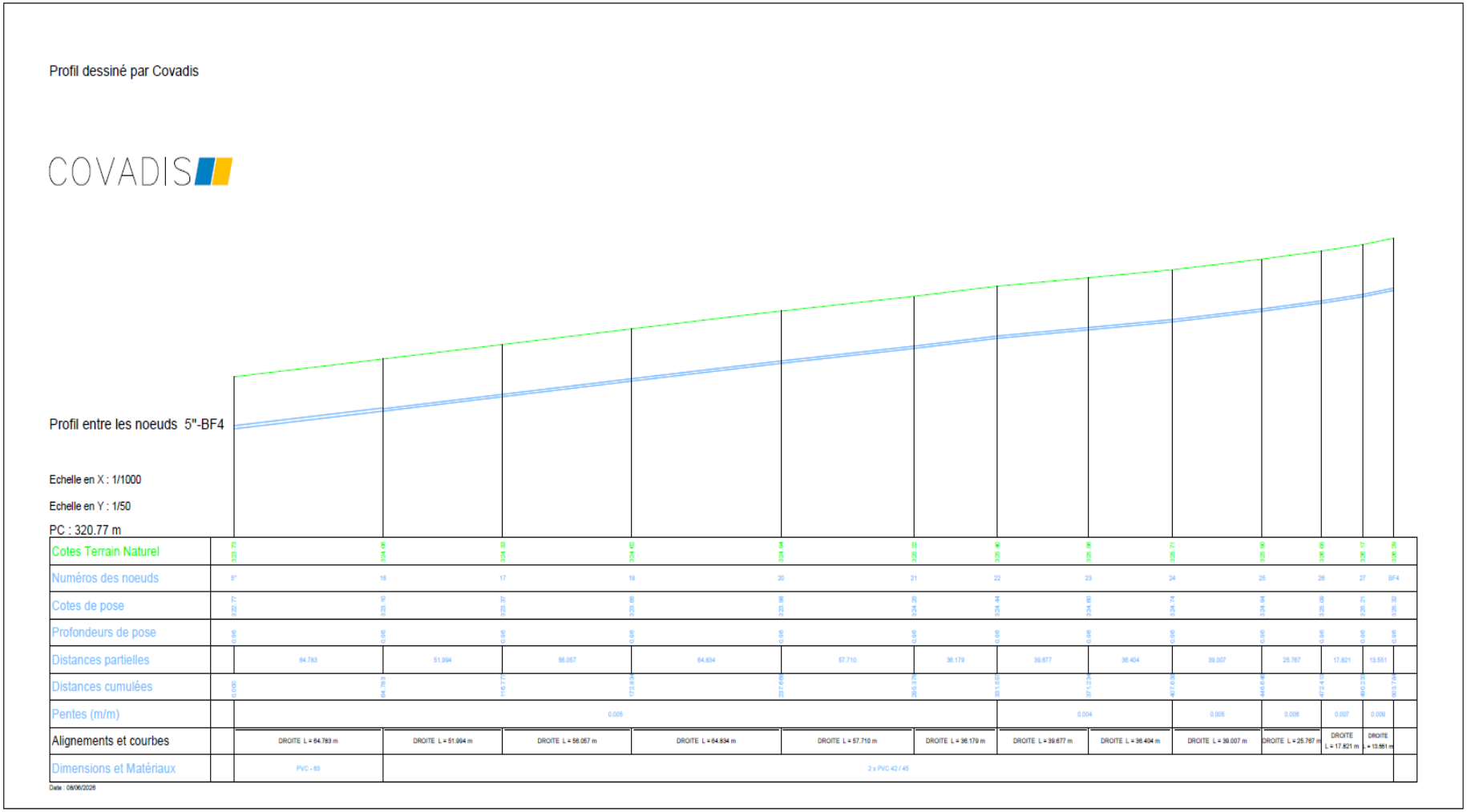
Latrine


FACADE
TN
LINTEAU
POTEAU
180
15
67,5
67,5
220
190
Dalle de 10cm armé
de HA10 esp = 150 cm
VUE EN PLAN DE LA FOSSE
90
82,5
Douche
VUE EN PLAN DES CABINES
120
185
245
45
COUPE AA
151
362
COUPE BB
Auteur:
Inoussa SAWADOGO
Études Avant-Projet Détaillé (APD) d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Multi-Village (AEP-MV) de Oubri-yaoghin et de Bagadogo dans la commune de Ziniaré, province de Bassitenga, région de Oubri au Burkina Faso
Maitre d'ouvrage
MAERAH
Bureau d'étude
CETE
Latrines douche
Date: Juin 2026
Echelle: 1/100

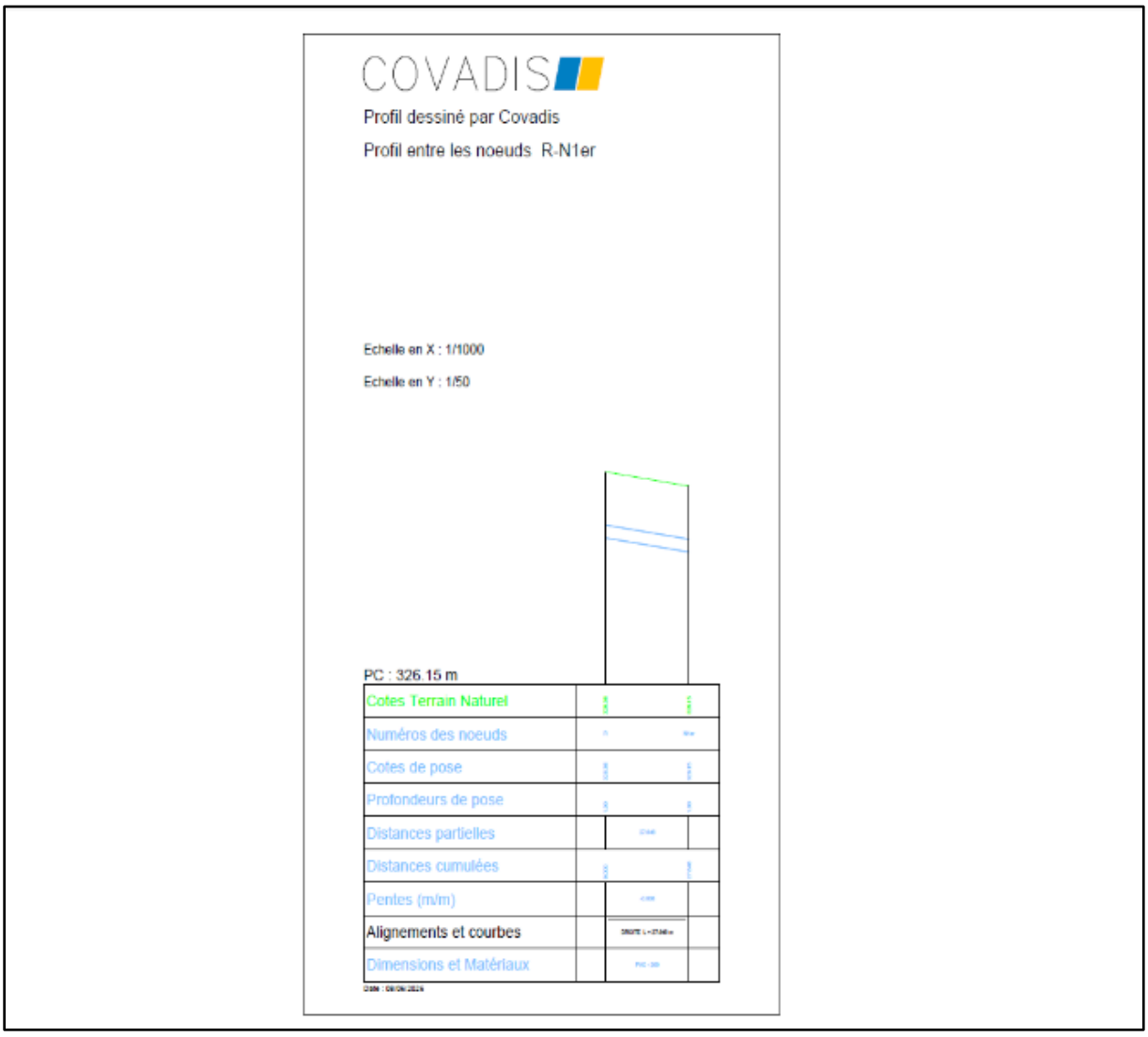
Profil en long de N1' à CE (Refoulement)



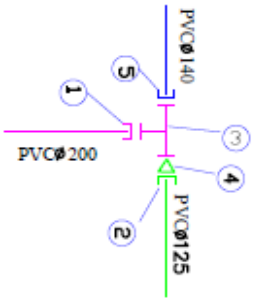
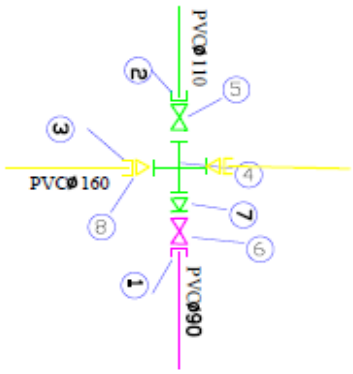
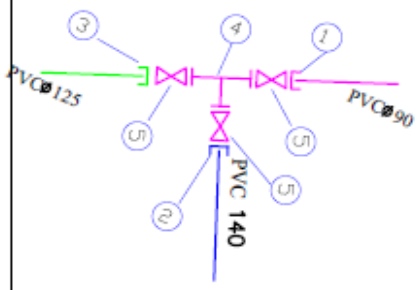
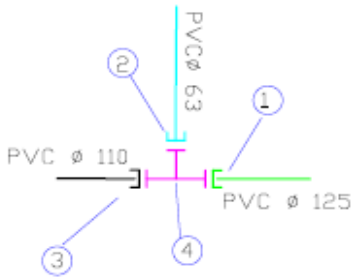
Profil en long de N5 à BF4 (distribution)



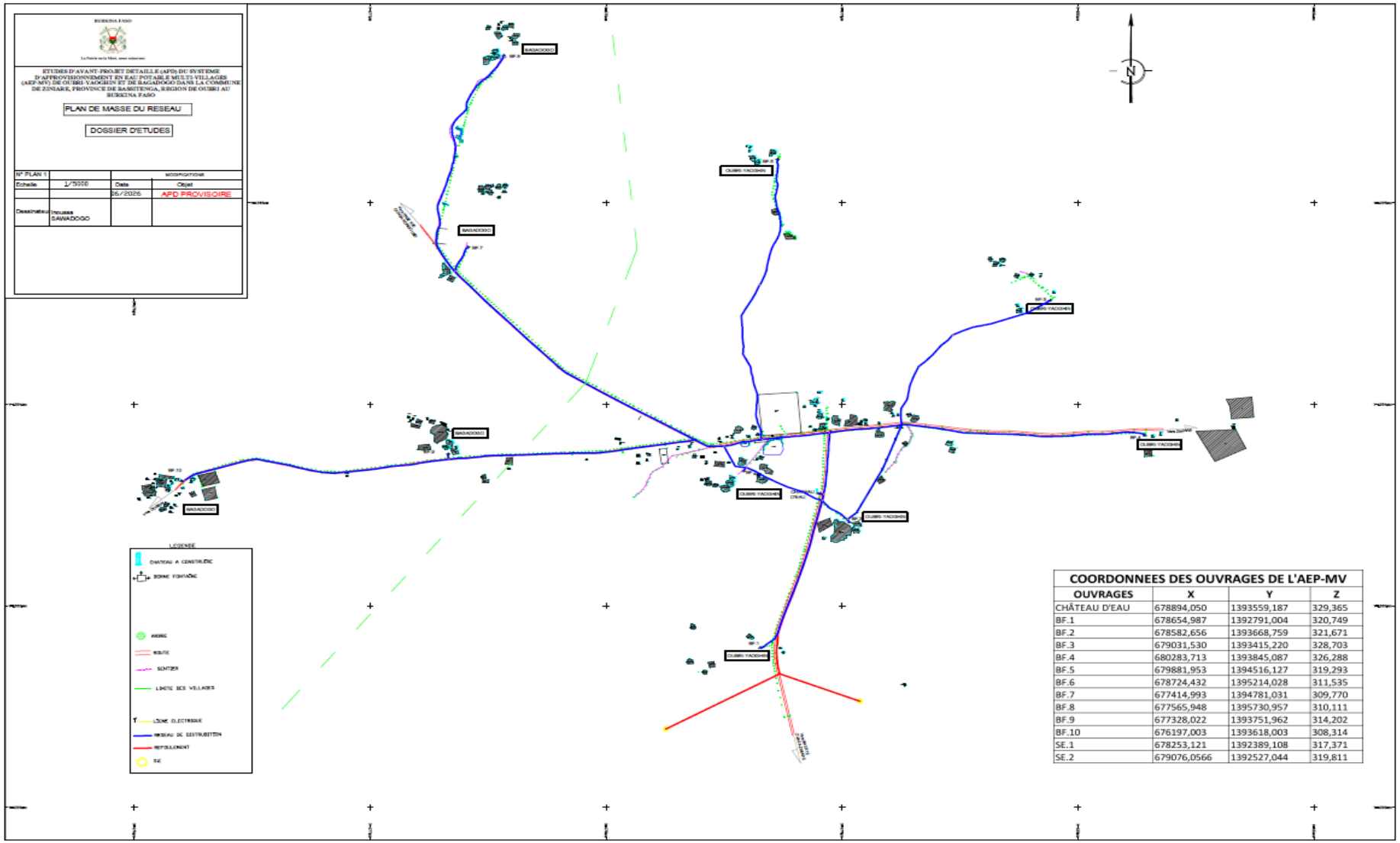
Profil en long de CE à N1 (distribution)



Carnets des nœuds

N° noeuds	SCHEMA	N°	NOMENCLATURE DES PIECES	Nombre
01		1	adaptateur à bride DN 200	01
		2	adaptateur à bride DN 125	01
		3	Té fonte à 3 Brides DN 60	01
		4	Cône Fte reduit 2B DN 100/80	01
		4	adaptateur à bride DN 140	01
			Boulon 16/80	24
			bloc de butée	
02		1	adaptateur à bride DN 90	01
		2	adaptateur à bride DN 110	01
		3	adaptateur à bride DN 160	01
		4	Té fonte à 3 Brides DN 100	01
		5	Robinet Vanne à 2 Brides DN 100	01
		6	Robinet Vanne à 2 Brides DN 80	01
		7	Cône Fte reduit 2B DN 100/80	01
		8	Cône Fte reduit 2B DN 150/100	01
			Boulon 20/90	48
			Boulon 16/80	16
3 et 7		1	adaptateur à bride DN 90	01
		2	adaptateur à bride DN 140	01
		3	adaptateur à bride DN 125	01
		4	Té fonte à 3 Brides DN 80	01
		5	Robinet Vanne à 2 Brides DN 80	01
			Boulon 16/80	24
			bloc de butée	01
5 et 10		1	adaptateur à bride DN 125	01
		2	adaptateur à bride DN 63	01
		3	adaptateur à bride DN 110	01
		4	Té fonte à 3 Brides DN 80	01
			Boulon 16/80	24
			bloc de butée	01

Plan de masse de l'AEP-MV de Oubri-yaoghin et de Bagadogo



COORDONNEES DES OUVRAGES DE L'AEP-MV

OUVRAGES	X	Y	Z
CHÂTEAU D'EAU	678894,050	1393559,187	329,365
BF.1	678654,987	1392791,004	320,749
BF.2	678582,656	1393668,759	321,671
BF.3	679031,530	1393415,220	328,703
BF.4	680283,713	1393845,087	326,288
BF.5	679881,953	1394516,127	319,293
BF.6	678724,432	1395214,028	311,535
BF.7	677414,993	1394781,031	309,770
BF.8	677565,948	1395730,957	310,111
BF.9	677328,022	1393751,962	314,202
BF.10	676197,003	1393618,003	308,314
SE.1	678253,121	1392389,108	317,371
SE.2	679076,0566	1392527,044	319,811