



**ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE POUR LA REALISATION DU SYSTEME
D'ADDUCTION EN EAU POTABLE MULTI VILLAGES DE BONZAN-
POUGOULI, DIBIEN ET DJINDJERMA DANS LA COMMUNE DE KOTI,
DANS LA REGION DES HAUTS BASSINS (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 (GEAAH)**

Présenté et soutenu publiquement le 22/07/2024 par :

PARE Alexandre Lawakilia (20210001)

Directeur de mémoire : Dr. Angelbert Chabi BIAOU, Maitre de Conférences (CAMES),
Enseignant-chercheur 2IE

Maître de stage : M. Abdoul Aziz SOULAMA, Ingénieur Génie Rural, BERA

Structure (s) d'accueil du stage : Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées (BERA)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr. Boukary SAWADOGO, Maitre de Conférences (CAMES), Enseignant-
chercheur 2IE

Membres et correcteurs : M. Younoussa GAMSORE, Doctorant 2iE,

M. Adama ZOMBRE, ingénieur du Génie Rural, MEEA

Promotion 2023-2024

DEDICACES

JE DÉDIE CE MÉMOIRE :

**À MON PÈRE PARE BONONGUI JEAN-FIRMIN ET À MA
MÈRE MOSSE NAPINA MARCELLA, POUR L'AMOUR, LE
SOUTIEN ET LA PATIENCE DONT ILS FONT PREUVE À
MON ÉGARD ;**

**À MA TENDRE ÉPOUSE ET À MON FILS PARE DARELL
BRYAN POUR LEURS PATIENCES**

**À MES FRÈRES ET SŒURS, POUR LEURS
ENCOURAGEMENTS.**

ENCOURAGEMENTS

À MES FRÈRES ET SŒURS, POUR LEURS

BRYAN POUR LEURS PATIENCES

À MA TENDRE ÉPOUSE ET À MON FILS PARE DARELL

MON ÉGARD ;

REMERCIEMENTS

Le présent document est le fruit de l'aboutissement de plusieurs efforts conjugués.

Je manifeste toute ma gratitude à tous ceux dont les enseignements, les conseils, le soutien, et le dévouement, ont rendu possible la rédaction de ce rapport.

Nos remerciements vont à l'endroit du Directeur général de 2iE, le **Professeur El Hadji Bamba DIAW**, pour nous avoir permis de nous former dans cet institut.

Nous exprimons notre gratitude le Directeur des Enseignements et des Affaires Académiques, le **Professeur Mahamadou KOITA**, pour son accompagnement durant notre formation.

Nos sincères remerciements vont à l'endroit de **Docteur Harinaivo Anderson ANDRIANISA**, Chef de département Génie de l'Eau, de l'Assainissement et des Aménagements Hydro-agricole (GEAAH), pour avoir assuré la programmation des cours et évaluations.

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre Directeur de mémoire, **Docteur Angelbert Chabi BIAOU**, responsable du site de 2iE Kamboinsin, qui malgré ses multiples occupations a accepté de diriger ce travail. C'est grâce à ses encouragements, ses précieux conseils et orientations que ce travail a été conduit à terme.

Toute notre gratitude au corps professoral de 2iE pour la qualité de la formation acquise.

Nous remercions également **Monsieur Yacouba Saly TRAORE**, Directeur General de BERA pour m'avoir permis d'effectuer mon stage de fin d'études dans son entreprise. J'en suis également reconnaissant pour sa disponibilité, ses conseils.

Nous remercions **Monsieur Mahamoudou WANDAOGO**, Chef de Service Hydraulique Agricole et Urbaine de BERA pour sa disponibilité, pour ses conseils et son partage d'expérience.

A notre maître de stage **Monsieur Abdoul Aziz SOULAMA**, Chargé d'Etude à BERA, lui qui malgré son agenda chargé a été présent tout au long de ce stage et qui avec patience et détermination a su nous montrer la voie à suivre, nous lui adressons une mention spéciale.

Nous adressons nos remerciements à **Monsieur Richard SANOU**, Chef de service Hydrogéologie pour sa disponibilité et ses conseils ;

Nos remerciements vont aussi à l'endroit de tout le **personnel de BERA** qui nous a accepté et accompagné tout au long du stage.

A tous les membres de notre famille, à nos amis, à nos promotionnaires, et à tous ceux qui ont eu une pensée positive à notre égard, soyez-en remerciés pour tous vos soutiens multiformes.

RESUME

L'objectif de l'état Burkinabé prescrit dans le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable élaboré en 2016, est d'améliorer le niveau de service d'eau potable en milieu urbain comme rural. En milieu rural la principale source d'eau est souterraine dont le traitement est moins couteux. Compte tenu du contexte hydrogéologique difficile dans certaines localités l'AEP-MV vient solutionner ce problème. C'est dans cette optique que le Ministère de l'Environnement de l'Eau et de l'Assainissement a commandité les études de réalisations de plusieurs systèmes d'AEP dont l'AEP-MV de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, Région des Hauts Bassins au Burkina Faso. Avec un taux d'accroissement de **1,93%** la population totale des trois centres est évaluée à **8348** personnes à l'horizon du projet (2050). **90%** de la population sera desservie par le système d'Approvisionnement en Eau Potable et **10%** pour les autres systèmes. La demande du jour de point à l'horizon du projet est évaluée à **271 m³/j** soit **19,4 m³/h**. Pour satisfaire cette demande, il faudra réaliser quatre (04) forages de débit d'exploitation **5 m³/h**. Le réservoir sera métallique avec une capacité de **100 m³**. L'adduction aura une longueur de **2 670,77 m** et la pompe sera de type Grundfos **SP 7-27** avec une hauteur manométrique totale de **114,58 m**. La source d'énergie sera mixte (champ solaire et groupe électrogène). La distribution se fera de façon gravitaire à partir du réservoir surélevé de **11 m**. Elle aura un linéaire total de **27 598,07 m** et sera en polyéthylène haute densité. Elle dessert **14** bornes fontaines et **103** branchements particuliers projeté en 2050. Le coût d'investissement total du projet est de cinq cent seize million deux cent cinquante un mille trois cent dix-sept (**516 251 317**) FCFA. Le mètre cube d'eau sera vendu à cinq cent (**500**) FCFA. La gestion du système se fera par un contrat d'affermage.

Mots clés :

- 1- AEP-MV
- 2- Bonzan-Pougouli-Dibien-Djindjerma
- 3- Photovoltaïque
- 4- Réseau mixte
- 5- Affermage

ABSTRACT

The Burkinabe government's objective, as set out in the National Drinking Water Supply Program drawn up in 2016, is to improve the level of drinking water service in both urban and rural areas. In rural areas, the main source of water is underground, which is less expensive to treat. Given the difficult hydrogeological context in certain localities, AEP-MV is the solution to this problem. With this in mind, the Ministry of the Environment, Water and Sanitation has commissioned studies for the construction of several water supply systems, including MV-DWS in Bonzan-Pougouli, Dibien and Djindjerma in the commune of Koti, in the Hauts Bassins region of Burkina Faso. With a growth rate of **1.93%**, the total population of the three centers is estimated at **8,348** people by the project horizon (2050). **90%** of the population will be served by the drinking water supply system and **10%** by the other systems. Point-day demand on the project horizon is estimated at **271 m³/d** or **19.4 m³/h**. To meet this demand, four (04) boreholes with an operating flow rate of **5 m³/h** will need to be drilled. The reservoir will be metal with a capacity of **100 m³**. The pipeline will be **2,670.77 m** long, and the pump will be a Grundfos **SP 7-27** with a total head of **114.58 m**. The energy source will be mixed (solar field and generator). Distribution will be by gravity from the **11 m** elevated reservoir. It will have a total length of **27,598.07 m** and will be made of high-density polyethylene. It will serve **14** standpipes and **103** individual connections planned for 2050. The total investment cost of the project is five hundred and sixteen million two hundred and fifty-one thousand three hundred and seventeen (**516,251,317**) FCFA. The cubic metre of water will be sold at five hundred (**500**) FCFA. The system will be managed under a leasing contract.

Key words :

- 1- MV-DWS
- 2- Bonzan-Pougouli-Dibien-Djindjerma
- 3- Photovoltaic
- 4- Mixed network
- 5- Leasing

ABREVIATIONS

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau de l'Environnement
ADAE	: Association pour le Développement des Adductions d'Eau
AEP	: Approvisionnement en Eau Potable
AEP-MV	: Approvisionnement en Eau Potable Multi Village
AEPS	: Adductions d'Eau Potable Simplifiée
AGETEER	: Agence d'Exécution des Travaux Eaux et Équipement Rural
AUE	: Associations des Usagers de l'Eau
BERA	: Bureau d'Études et de Recherches Appliquées
BF	: Borne Fontaine
BP	: Branchement Particulier ou Privé
CPE	: Centre de Production d'Eau
DGEP	: Direction Générale de l'Eau Potable
DN	: Diamètre Nominal
EPCD	: Établissement Public Communal pour le Développement
HMT	: Hauteur Manométrique Totale
HT-HD	: Hors Taxe Hors Droits
INO	: Inventaires Nationale des Ouvrages Hydraulique
INSD	: Institut Nationale de la Statistique et de la Démographie
MEA	: Ministère de l'Eau et de l'Assainissement
MEEA	: Ministère de l'Environnement de l'Eau et de l'Assainissement
NIES	: Notice d'Impacte Environnementale et Sociale
ODD	: Objectifs du Développement Durables
ONEA	: Office Nationale de l'Eau et de l'Assainissement
ONU	: Organisation des Nations Unies
PEHD	: Polyéthylène Haute Densité
PCD	: Plan Communale de Développement
PGES	: Plan de Gestion Environnemental et Social
PMH	: Pompes à Motricité Humaine
PN	: Pression Nominale
PN-AEP	: Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable
PV	: Photovoltaïque
RGPH	: Recensement Générale de la Population et de l'Habitat
RN	: Route Nationale
SONABEL	: Société Nationale d'Électricité du Burkina
TN	: Terrain Naturel
TVA	: Taxe sur la Valeur Ajoutée

SOMMAIRE

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	xi
ABSTRACT	xii
ABREVIATIONS.....	xiii
LISTES DES TABLEAUX	xvii
LISTE DES FIGURES.....	xviii
FICHE SIGNALÉTIQUE DU PROJET	xix
INTRODUCTION.....	1
I. PRESENTATION DU PROJET ET DE LA STRUCTURE D'ACCUEILLE.....	3
I.1. Présentation de la structure d'accueil.....	3
I.2. PRESENTATION DU PROJET	3
I.2.1. Contexte de l'étude	3
I.2.2. Objectifs de l'étude et résultats attendues	4
II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	5
II.1. Localisation de la zone d'étude.....	5
II.2. Etude du milieu physique.....	7
II.2.1. Relief et hydrographie	7
II.2.2. Climat et végétation	7
II.2.3. Géologie et hydrogéologie	8
II.3. Etude du milieu Humaine	8
II.3.1. Situation démographique.....	8
II.3.2. Caractéristiques humaines.....	9
II.3.3. Caractéristiques économiques	9
III. MATERIEL ET METHODES.....	11
III.1. Méthodologie de l'étude	11
III.1.1. Recherche documentaire	11
III.1.2. Collecte, Analyse et traitement des données.....	11
III.1.2.4. Etat des lieux des ouvrages hydraulique existants.....	12
III.1.3. Conception et dimensionnement du système d'AEP-MV	12
III.2. Matériels utilisés.....	14
III.3. Hypothèses de calcul	15
III.3.1. Horizon du projet	15
III.3.2. Le taux d'accroissement communale de la population	15

III.3.3. Estimation de la population à l'horizon du projet.....	15
III.3.4. Estimation des besoins en eau.....	16
III.3.5. Estimation des débits d'écoulement.....	19
III.3.6. Condition de dimensionnement du système d'AEP-MV	21
III.3.7. Détermination des pertes de charges.....	22
III.3.8. Dimensionnement du refoulement.....	23
III.3.9. Source d'énergie	26
III.3.10. Dimensionnement du réservoir	28
III.3.11. Dimensionnement du réseau de distribution.....	30
III.3.12. Pose des conduites	31
III.3.13. Équipement et moyens de protection du réseau.....	32
III.3.14. Modélisation du réseau d'AEP-MV sur Epanet 2.0.....	32
III.3.15. Les mesures de protection environnementales du projet	33
III.3.16. Étude financière	34
IV. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE	36
IV.1. Etat des lieux des ouvrages hydraulique existant dans les trois centres	36
IV.2. Le taux d'accroissement de la population.....	37
IV.3. Estimation de la population	37
IV.4. Evaluation des besoins.....	37
IV.5. Calcule du débit d'adduction et de distribution	39
IV.6. Résultat du dimensionnement du réseau d'adduction.....	40
IV.6.1. Résultats de dimensionnement des conduites de refoulement	40
IV.6.2. Détermination de la HMT	41
IV.6.3. Vérification du coup de bélier	41
IV.6.4. Choix de la pompe.....	42
IV.6.5. Point de fonctionnement de la pompe	42
IV.7. Résultats du dimensionnement des installations électriques	43
IV.7.1. Le champ solaire	43
IV.7.2. Groupe électrogène	44
IV.8. Résultat du dimensionnement du réservoir de stockage	44
IV.8.1. Calcule de la capacité du réservoir.....	45
IV.8.2. Traitement de l'eau.....	45
IV.9. Résultat du dimensionnement de la distribution.....	46
IV.9.1. Détermination du débit de dimensionnement des tronçons : le débit fictif.....	46
IV.9.2. Dimensionnement de la partie maillée	48

IV.9.3. Dimensionnement de la partie ramifiée	50
IV.10. Pose des conduites	54
IV.11. Résultats de la simulation du réseau de distribution sur Epanet 2.0	55
IV.12. Etude d'impact environnementale	59
IV.12.1. Description du projet	59
IV.12.2. Description de l'état initial de la zone du projet	59
IV.12.3. Cadres juridique et institutionnel de mise en œuvre du projet	59
IV.12.4. Les impacts et les risques du projet	60
IV.12.5. Le PGES	61
IV.13. Résultats de l'étude financière	62
IV.13.1. Résultats de l'évaluation du coût du projet	62
IV.13.2. Calcul du prix de revient et du prix de vente du m ³ d'eau	63
IV.14. Mode de gestion du système d'AEP	64
IV.14.1. Quelques modes de gestion rencontrée au Burkina	64
IV.14.2. Choix du type de contrat pour la gestion de l'AEP-MV des villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma	66
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	68
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	70
ANNEXES	a

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1 : Les coordonnées de localisation des villages de l'étude.....	5
Tableau 2: La répartition de la population dans les villages de l'étude	9
Tableau 3 : outils et logiciels utilisés.....	14
Tableau 4 : Formules usuelles de calcul du diamètre économique théorique de la conduite de refoulement.....	24
Tableau 5 : Répartition par village des infrastructures hydrauliques de la commune de Koti.	36
Tableau 6: Détermination du taux d'accroissement de la population	37
Tableau 7: estimation de la population de l'ensemble des trois villages	37
Tableau 8 : Évaluation des besoins en eau de l'ensemble des populations des trois centres....	38
Tableau 9 : Résultats des calculs des débits d'adduction et de distribution.....	39
Tableau 10 : Résultat du dimensionnement des diamètre de refoulement	40
Tableau 11 : détermination de la HMT de la pompe	41
Tableau 12: Étude du risque de coup de bélier.....	41
Tableau 13 : Caractéristique de la pompe choisie	42
Tableau 14: Dimensionnement du champ solaire.....	43
Tableau 15 : Dimensionnement du groupe électrogène	44
Tableau 16 : Dimensionnement du château d'eau	45
Tableau 17 : La désinfection de l'eau	45
Tableau 18 : calcule du débit fictif.....	46
Tableau 19 : Partie Maillée par Darcy-Weisbach.....	49
Tableau 20 : Partie maillée par Manning-Strickler	49
Tableau 21 : Dimensionnement de la partie ramifiée.....	51
Tableau 22 : Dimensions des tranchées pour la pose des conduites	55
Tableau 23 : Coût d'investissement du projet.....	62
Tableau 24 : Charges d'exploitations et dotation aux amortissement.....	63
Tableau 25 : Coût de revient du m ³ d'eau.....	64
Tableau 26 : les tarifs que les usagers sont prêts à payer dans leur majorité	64

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de BERA (Source : Présentation de BERA).....	3
Figure 2: Carte de localisation de la zone d'étude	6
Figure 3: Point de fonctionnement de la pompe	43
Figure 4 : Groupe électrogène et ces caractéristiques	44
Figure 5: Illustration d'une coupe d'une tranchée en terrain naturelle, source inspiré de (DINEPA, OIEau, et UNICEF 2013)	54
Figure 6 : Simulation des pressions au nœuds et des vitesses dans les conduites sur l'outil Epanet 2.0.....	56
Figure 7 : L'analyse comparative des valeurs de pressions calculées sur Excel et celles simulées sur Epanet 2.0	57
Figure 8 : La corrélation entre les pressions calculées (Excel) et simulé (Epanet 2.0).....	57
Figure 9 : L'analyse comparative des valeurs de vitesses calculées sur Excel et celles simulées sur Epanet 2.0.....	58
Figure 10 : La corrélation entre les vitesses calculées (Excel) et simulé (Epanet 2.0)	58

FICHE SIGNALÉTIQUE DU PROJET

LOCATISATION AU BURKINA FASO	
Région / Province / Commune / Villages	Haut-Bassins / Tuy / Koti / Bonzan-Pougouli, Dibien, Djindjerma
ETUDE ENVIRONNEMENTALE	
Catégorie du projet	B
Type d'étude	Synthèse NIES
INFORMATIONS SOCIO-ECONOMIQUES	
Population de référence (2019)	4624
Taux d'accroissement de la population	1,92%
Population à l'horizon du projet (2050)	8 348
Taux de desserte de l'AEP-MV	90%
Consommations spécifiques à l'horizon du projet (2050)	20 [l/pers/j] au BF et 25 [l/pers/j] au BP
Demande du jour de pointe	271,07 [m ³ /j]
Débit en tête du réseau	13,01 [l/s]
RESSOURCE EN EAU SOUTERRAINE	
Cote du forage	332,4 [m]
Débits d'exploitation d'un forage	5 [m ³ /h]
Niveau dynamique	50 [m]
Nombre de forages à l'horizon du projet (2050)	4
ELECTROPOMPE GRUNDFOS DE TYPE SP 7-23	
Débit de pompage	5 [m ³ /h]
Hauteur Manométrique Totale (HMT)	114,58 [m]
Rendement hydraulique de la pompe	67,70%
ENERGIE SOLAIRE PHOTOVOLTAIQUE ET THERMIQUE	
Puissance du champ solaire	5,28 [kWc]
Puissance du groupe électrogène	12,5 [kVA]
RESEAU D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT DIRECT	
Longueur	2 670,77 [m]
Nature de la conduite	PEHD PN16
Diamètre nominal (DN) de la conduite	75 [mm]
RESERVOIR METALLIQUE CYLINDRO-CONIQUE	
Volume	100 [m ³]
Cote du terrain naturel	366,69 [m]
Hauteur sous radié	11 [m]
RESEAU DE DISTRIBUTION GRAVITAIRE : MIXTE	
Longueur	27 598,09 [m]
Nature des conduites	PEHD PN10
Diamètres nominaux des conduites	De 63 à 160 [mm]
POINTS DE DESSERTES	
Nombre de Bornes Fontaines (BF)	14 de 03 robinets d'un débit de 0,25 [l/s] chacun
Nombre de Branchements Particuliers (BP)	103 projetés

FINANCES ET GESTION	
Coût d'investissements à l'horizon du projet (2050)	516 251 317 [F CFA]
Prix de vente de 1 [m ³] d'eau	500 [F CFA]
Mode de gestion proposé	Contrat d'affermage

INTRODUCTION

Adopté en 2015 lors de l'Assemblée générale des Nations Unies les dix-sept (17) Objectifs du Développement Durables (ODD) sont le fruit d'une négociation entre 193 Etats (dont le Burkina Faso) en Juin 2012 à Rio lors de la vingtième conférence des Nations Unies pour le Développement Durable. L'objectif 6 des ODD est de : garantir l'accès de tous à l'eau, l'assainissement et assurer une gestion durable des ressources en eau. Selon le dernier rapport de l'Organisation des Nations Unies (ONU) plus de deux (02) milliards de personnes dans le monde n'ont pas accès à l'eau potable.

En Afrique, il ressort du rapport de l'UNICEF sur les travaux du Forum mondial de l'eau tenu à Dakar au Sénégal en mars 2022 que 418 millions de personnes manquent encore d'un service d'eau potable de base et que 779 millions manquent de services d'assainissement de base.

L'Afrique sub-saharienne se situe largement derrière les autres régions du monde en matière d'accès à l'eau potable et à l'assainissement. En 2019, environ 800 millions de personnes en Afrique subsaharienne n'ont pas un accès minimal à l'eau potable, soit près de 60% de population (Blanchon et Casciarri 2021).

Au Burkina, dans le rapport d'une étude de projet d'accès à l'eau potable mené en 2022 par le pS-Eau, il ressort que 76% de la population a accès à l'eau potable. Cependant, il existe de grandes disparités sur l'ensemble du territoire selon que les populations se trouvent en milieu urbain ou rural. A cet égard, la fraction de la population ayant accès à l'eau potable en milieu rural est environs de 69,06 % (INO 2023). Pourtant l'accès universel et équitable à une eau potable sûre et abordable pour tous, telle est la cible 1 de l'objectif 6 des ODD. Ainsi, afin de jouer pleinement son rôle régalien et d'honorer ses engagements internationaux en matière d'eau, le pays a adopté en 2016 un programme dénommé Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) 2016-2030 dont objectif général d'assurer durablement aux populations la satisfaction de leurs besoins en eau potable en qualité mais aussi en quantité. C'est ainsi que le ministère de l'environnement de l'eau et de l'assainissement a lancé un appel à concurrence à travers le dossier de demande de N°2023-002/AGETEER/DG du 10/01/2023 pour le recrutement de bureaux d'études chargés des études d'avant-projet détaillées pour la réalisation de trente-huit (38) système d'adduction d'eau potable dont douze (12) réhabilitation ou mise à niveau dans diverses régions du Burkina Faso au profit de la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP). C'est dans ce cadre que nous a été confié par le Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées Eau et Environnement (BERA) **l'étude**

technique détaillée pour la réalisation du système d'Adduction en Eau Potable multi-villages (AEP-MV) de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, région des Hauts Bassins au Burkina Faso.

Pour réaliser cette étude nous traiterons des aspects ci-dessous :

- ✚ la présentation du projet et de la structure d'accueil ;
- ✚ la présentation de la zone d'étude;
- ✚ la synthèse de la démarche méthodologique adoptée ;
- ✚ la conception et le dimensionnement de l'adduction et la distribution ;
- ✚ l'étude des aspects environnementaux liés à la mise en œuvre éventuelle du projet ;
- ✚ l'évaluation et l'analyse financière du projet.

I. PRESENTATION DU PROJET ET DE LA STRUCTURE D'ACCUEILLE

I.1. Présentation de la structure d'accueil

Dans le cadre de la présente étude c'est BERA qui nous a accueilli. Il est une société à responsabilité limitée (SARL) créée en 1987 à vocation internationale. C'est un bureau d'ingénierie et de droit burkinabé, intervenant dans le domaine de l'eau et de l'environnement. BERA intervient en tant qu'assistant technique auprès du maître d'ouvrage, dans la Maîtrise d'œuvre complète et aussi dans les études d'exécution ou le contrôle des travaux.

Le siège de BERA est localisé au secteur 23 à la cité des 1200 logements de Ouagadougou.

La structure intervient principalement dans les domaines d'Hydraulique Agricole, d'Hydraulique Urbaine et Assainissement, de l'Environnement, d'Hydraulique Villageoise et Pastorale. Elle intervient également dans d'autres domaines tels que la Socio-économie, la Topographie, les Pistes.

BERA est structuré selon l'organigramme ci-après :

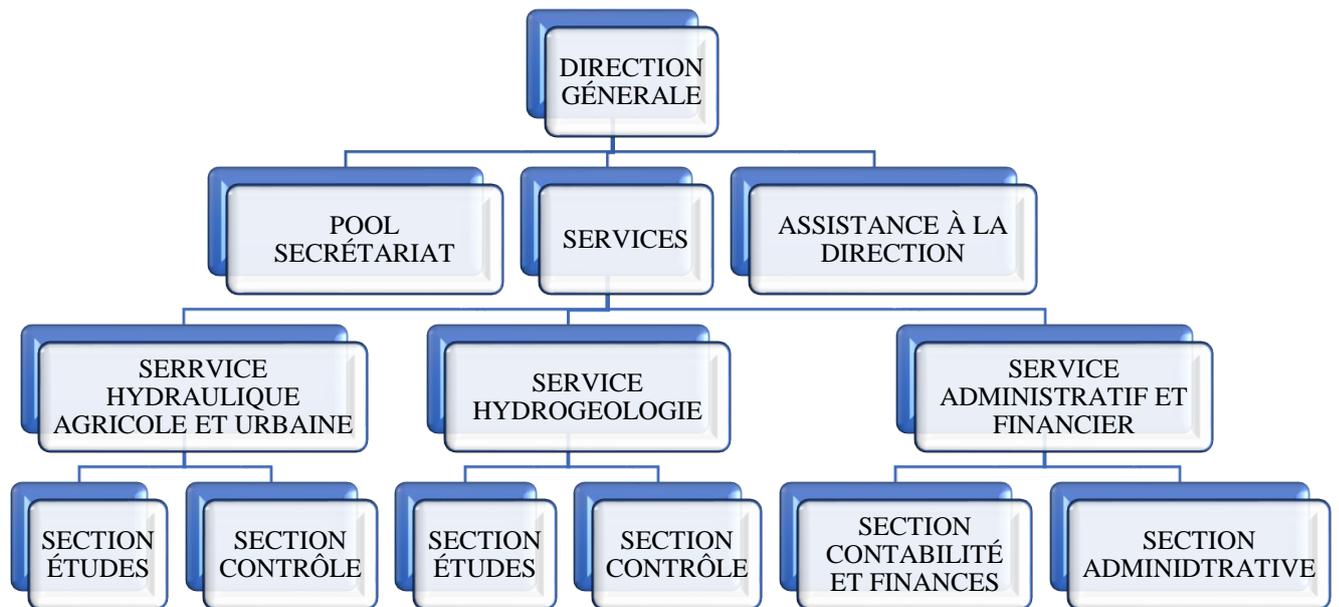


Figure 1: Organigramme de BERA (Source : Présentation de BERA)

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Contexte de l'étude

Cette étude s'inscrit dans un cadre où le Ministère de l'Environnement de l'Eau et de l'Assainissement (MEEA) ex-Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA) à travers l'Agence d'Exécution des Travaux Eau et Équipement Rural (AGETEER) sous la tutelle de la DGEP a commandité des études de réalisation de 38 systèmes d'Approvisionnement en Eau

Potable dont 26 études neuves dans les régions des Hauts Bassins et de la Boucle Mouhoun et 12 réhabilitations ou extension dans les régions du Plateau Central et du Centre Ouest. Ces études sont réalisées au profit de la DGEP. Suite à un appel d'offres, la maîtrise d'œuvre chargée de l'étude a été confiée à BERA en Janvier 2023.

L'étude technique détaillée pour la réalisation du système d'AEP-MV de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, région des Hauts Bassins est une partie intégrante de ce projet.

I.2.2. Objectifs de l'étude et résultats attendues

I.2.2.1. Les objectifs de l'étude

L'Objectif général de cette étude est de contribuer à l'amélioration de la desserte en eau potable des populations des villages de Bonzan-Pougouli, Dibien, et Djindjerma par la fourniture d'un meilleur niveau de service à travers la réalisation de ce système d'AEP-MV. Plus spécifiquement il s'agira pour nous de :

- ✚ faire un état des lieux d'Approvisionnement en Eau Potable actuel dans la zone du projet ;
- ✚ faire une étude technique de faisabilité de la réalisation de l'AEP-MV assortie des plans des ouvrages à réaliser ;
- ✚ identifier les impacts potentiels du projet sur l'environnement et proposer de mesures d'atténuation ;
- ✚ faire une analyse financière du projet.

I.2.2.2. Les résultats attendus

Les résultats escomptés au terme de l'étude sont :

- ✚ l'état des lieux de l'Approvisionnement en Eau Potable actuel dans la zone du projet est faite ;
- ✚ l'étude technique de faisabilité de la réalisation de l'AEP-MV assortie des plans des ouvrages à réaliser est faite ;
- ✚ les impacts potentiels du projet sont identifiés et des mesures d'atténuation sont proposées ;
- ✚ l'analyse financière du projet a été fait.

II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1. Localisation de la zone d'étude

Les villages de Bonzan-Pougouli, Dibien, Djindjerma sont situés dans la commune de Koti (figure 2), l'une des sept (07) communes que compte la province du TUY, elle-même faisant partie des trois provinces de la région des Hauts Bassins.

- ✚ Le village de Bonzan-Pougouli est situé sur la route nationale n°12 (RN12). Il est limité au Nord-Ouest par Dibien et Pana (Fouzan), au Sud-Ouest par Gaïma (Ioba) au Sud Wahablé (Ioba).
- ✚ Le village de Dibien est également situé sur la RN12. Il est limité à l'Est par Koti, au Nord et à l'Ouest par Pana (Fouzan) et au sud par le village de Bonzan-Pougouli
- ✚ Le village de Djindjerma est limité au Nord par Koti, à l'Est par le village de Bonzan-Pougouli et au Sud par Wahablé (Ioba)

Les coordonnées indicatives des villages de l'étude sont renseignées sur le tableau 1 ci-après

Tableau 1 : Les coordonnées de localisation des villages de l'étude

Village	Longitude	Latitude
Bonzan-Pougouli	3°7'8,9385W	11°21'52,3858"N
Dibien	3°9'14,9619"W	11°23'51,3366"N
Djindjerma	3°3'16,5161"W	11°21'58,4030"N

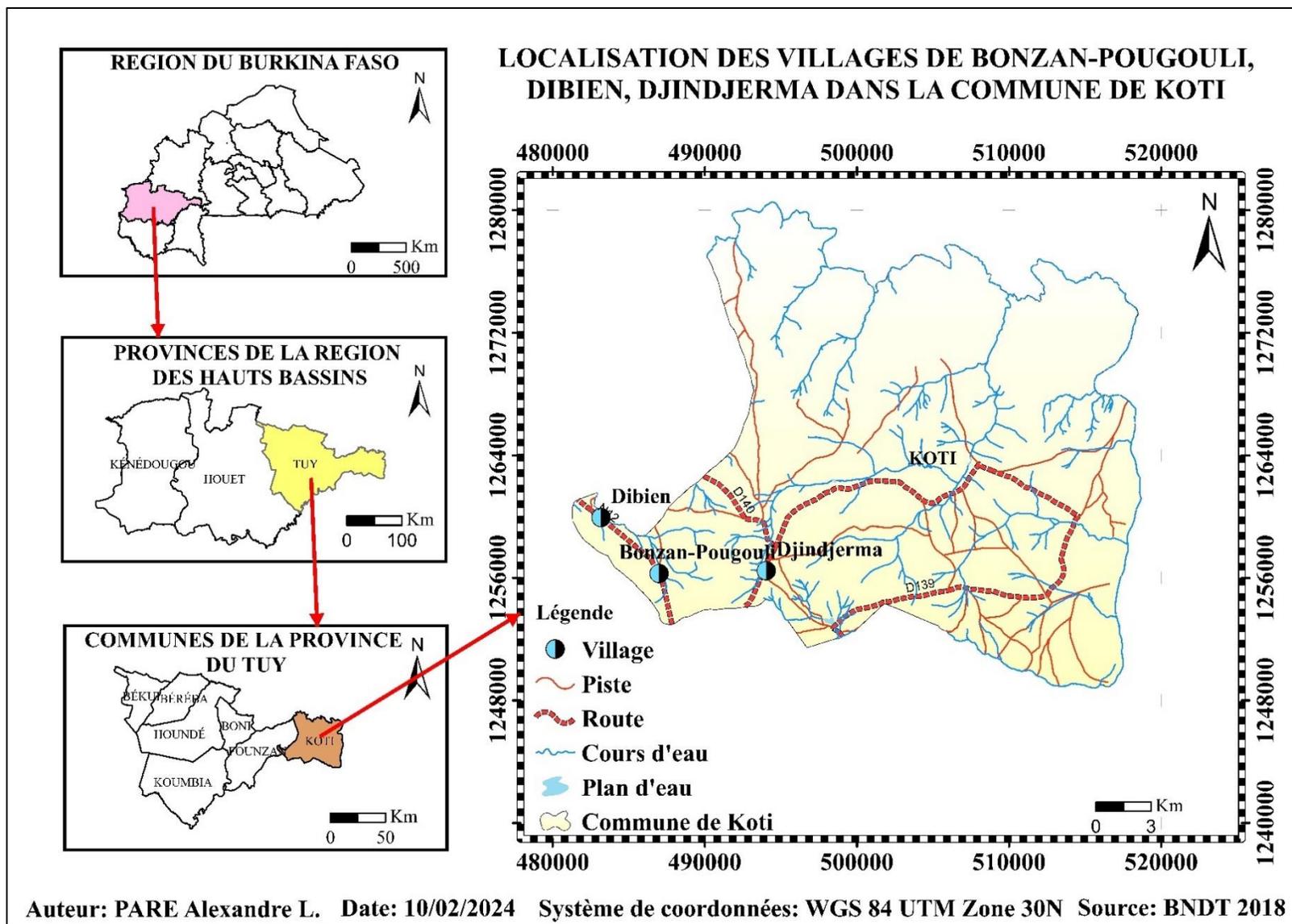


Figure 2: Carte de localisation de la zone d'étude

II.2. Etude du milieu physique

II.2.1. Relief et hydrographie

Selon le PCD 2021 la commune de Koti s'étend sur un relief plat dont la monotonie est interrompue à quelques endroits par des collines aux sommets cuirassés. Cette unité morphologique est entaillée par des cours d'eau faiblement encaissés qui coulent dans des vallées à fonds plat, s'y prêtant aisément au développement des activités agricoles.

Le réseau hydrographique de la commune appartient au bassin versant du Mouhoun et est constitué de cours d'eau temporaires qui sont tous des affluant du fleuve Mouhoun encore appelé volta noire.

II.2.2. Climat et végétation

Koti est située dans la zone climatique de type soudanien avec des précipitations variant entre 800 et 1000 mm/an. Le climat se caractérise par deux saisons fortement contrastées :

- ✚ une saison des pluies qui va de mai à octobre marquée par un vent humide appelé mousson;
- ✚ une saison sèche entre novembre au cours de laquelle souffle un vent sec appelé l'harmattan.

La végétation de la commune de Koti est une savane arborée qui fait de plus en plus place à une savane arbustive avec un tapis herbacé important. Les formations végétales dominantes sont :

- ✚ une savane arbustive présente sur les buttes cuirassées ;
- ✚ un territoire agro forestier y compris des vergers ;
- ✚ une forêt galerie.

Les espèces végétales couramment rencontrées sont : *vitellaria paradoxa* (karité, en très grand nombre), *Parkia biglobasa* (néré), *lannea acida*, *ferherbia albida*, *piliostigma thonnigii*, *gmelina arborea*, *kaya senegalensis*, *anogeissus leiocarpus*, *terminalia*, *macrptera*, *gardenia erubescens*, *tamarindus*, *Cassia siamea*, *Azadirata indica*. Des espèces exotiques et fruitières comme le goyavier, le papayer, le Manguier sont également rencontrées(PCD de Koti 2021).

Selon le PCD 2021 en termes d'occupation des terres, la végétation couvre une importante superficie avec la présence de la forêt classée de DIBON qui occupe 23 211,5 hectares sur les 67 382,4 hectares du territoire communal.

II.2.3. Géologie et hydrogéologie

La géologie du Burkina Faso se compose essentiellement de terrains cristallins, sur près de 225 000 km² soit environ 80% de la superficie du pays, appartenant à ce que l'on appelle la dorsale de Leo, où la productivité des aquifères est liée à la présence de fractures mais aussi au type de roche cristalline, dont les types de fracturation et d'altération spécifiques entraînent des capacités de stockage différentes. Le reste est occupé par les sédimentaire (Machard De Gramont, Savadogo, et Dakoure. 2017).

La commune de Koti se situe dans la zone de socle composé de roches d'âge précambrien moyen : granites, syénites, migmatites, métavolcanites, volcano-sédimentaires et métasédiments argileux à l'argilo-gréseux (DIRH, DGIS, et IWACO 1993). Mais la commune est majoritairement couverte par les formations telles que les migmatites, les syénites et les volcano-sédimentaire.

Dans la notice explicative de la carte hydrogéologique du Burkina Faso en 1993 on distingue trois systèmes aquifères superposés dans les zones de socle :

- ✚ les aquifères du milieu fissuré;
- ✚ les aquifères de la zone altérée;
- ✚ les aquifères des latérites.

Généralement les aquifères des altérites sont en contact hydraulique avec les aquifères des roches fracturées sous-jacentes ; ils ferment le système bicouches avec la zone altérée, surtout capacitive et le milieu fissuré surtout conducteur. La zone altérée peut être décrite comme un milieu homogène a porosité d'interstices. Le milieu fissuré sous-jacent par contre est hétérogène ; ses caractéristiques hydrauliques sont plutôt déterminées par la densité et la géométrie des fissures qui se ferment progressivement avec la profondeur (DIRH, DGIS, et IWACO 1993). Dans la zone d'étude nous avons des forages de débits d'exploitation atteignant parfois 8 m³/h (INO 2023).

II.3. Etude du milieu Humaine

II.3.1. Situation démographique

En 2019 avec un taux d'accroissement régional de 3,29% la commune de Koti compte 31 169 habitants répartis dans 6 326 ménages dans onze (11) villages administratifs que sont Bonzan-Pougouli, Dibien, Djindjerma, Fafou, Gbatari, Haba, Indini, Kayao, Poa, Zangboni , Koti (RGPH

2019). La population total des villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma est évaluée à 4624 habitants en 2019 (RGPH 2019). La population est répartie dans les quartiers de :

- Bongo, Camp peulh, Dagari, Douye, Mossi, Yorocoura pour Bonzan-Pougouli ;
- Faidiyiri, Kousogo, Napalegue, Nouroulaye, Sinmidougou, Somdamesme, Yahayayiri pour Dibien ;
- Camp peulh, Kokomoulaye, Watinoma, Yinkadi, Paris, Konogoué, Dindoué pour le village de Djindjerma.

La répartition de la population montre que les hommes représentent 52% de la population contre 48% pour les femmes. Le tableau 2 ci-après présente la répartition par sexe des villages de la zone d'étude en 2019.

Tableau 2: La répartition de la population dans les villages de l'étude

	Hommes	Femmes	Total
Bonzan-Pougouli	745	704	1449
Dibien	786	844	1630
Djindjerma	875	670	1545
Total	2406	2218	4624

Source : source INSD 2019/RGPH, 2019

II.3.2. Caractéristiques humaines

La commune qui est majoritairement peuplée par les Bwaba connaît une relative cohésion sociale avec la présence de nombreux groupes ethniques qui vivent en parfaite harmonie. Les autres ethnies rencontrées par ordre d'importance numérique sont les Mossé, Dagara, Peulh, Pougouli, Dagari-Dioula et Dafing ou Marka. La principale langue de communication est le Bwamu qui est suivi du Dioula.

Au plan religieux, l'animisme (40%) est beaucoup pratiqué car la communauté Bwaba pratique l'adoration du Do (rites traditionnels). Cette religion est suivie par ordre d'importance de l'islam (47%) et du christianisme (13%) (PCD de Koti 2021; BERA 2023).

II.3.3. Caractéristiques économiques

Dans la commune de Koti et particulièrement dans les villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma l'agriculture, l'élevage et le commerce sont les trois principales activités génératrices de revenu pour la population de ces centres.

L'économie des trois villages est dominée par l'agriculture. Selon les données issues échanges avec les populations des trois villages lors de l'étude socio-économique, l'agriculture est en moyenne pratiquée à 100% comme activité principale des ménages et contribue à au moins 30% au revenu des ménages grâce à la culture du coton. L'élevage est pratiqué par 70% des ménages comme activité secondaire. Le commerce se fait généralement avec les villages voisin (Kotit, Haba et Fafo) les jours de marché et les principaux produits commercialisé sont les produits issus de l'agriculture et de l'élevage.

III. MATERIEL ET METHODES

III.1. Méthodologie de l'étude

La démarche méthodologique de cette étude est axée sur :

- ✚ la recherche documentaire ;
- ✚ la collecte, analyse et traitement des données ;
- ✚ la conception et dimensionnement du système d'AEP-MV.

III.1.1. Recherche documentaire

Elle a consisté à prendre connaissance du contenu des termes de référence, d'examiner les résultats de l'étude socio-économique de faisabilité du projet et de réaliser des recherches documentaires sur la réglementation nationale dans la réalisation des systèmes d'AEP. Les informations ont été recherchés également sur la commune de Koti. Des cours d'AEP et des projets d'AEP similaires réalisés sur le territoire ont été exploités. Les sources de nos informations documentaires ont constitué la liste des références bibliographiques.

- ✚ la bibliothèque numérique de 2iE, l'internet,
- ✚ de la Direction Régionale de l'Eau et de l'Assainissement des Hauts Bassins;
- ✚ du Plan Communal de Développement (PCD) de la commune de Koti, à l'horizon 2025, validé en mai 2021 ;
- ✚ des informations fournies par le bureau d'étude BERA notamment l'étude socio-économique.

III.1.2. Collecte, Analyse et traitement des données

La principale collecte a consisté à l'exploitation des données de l'étude socio-économique et l'étude topographique. De plus l'ensemble de la documentation obtenue au cours de la recherche documentaire a été également une source importante de données. L'analyse et le traitement a consisté l'exploitation des données collectées.

III.1.2.1. Données topographiques

Il s'agit des levés planimétriques et altimétriques des réseaux définitifs d'adduction et de distribution qui ont été tracés sur Google Earth pro que nous avons exporté sur l'application Global Mapper. Les points sont levés à partir de GPS visualiser et converti automatiquement grâce l'application Tcx converter. AutoCad 2018 et Covadis 2018 ont servi traiter les résultats issus afin d'identifier les côtes du terrain naturel (TN) de l'ensemble des nœuds du réseau, de tracer les profils en longs des différentes conduites et de réaliser les pièces graphiques. Nous pouvons à cet effet identifier les points pour l'implantation du château aux côtes extrêmes et

des pièces spéciales (les ventouses, vidanges). L'analyse des données topographiques montre des côtes du TN comprises essentiellement entre 304,94 m et 366,69 m.

III.1.2.2. Travaux géophysiques

Une prospection géophysique a permis de localiser avec précision des zones potentielles de fractures qui serviront pour l'implantation de nouveaux forages. Nous adopterons un débit d'exploitation de 5 m³/h et un niveau dynamique de 50 m par forage.

III.1.2.3. Les données socio-économiques

Pour déterminer la consommation moyenne par personne des villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma, les ménages ont été enquêtés. En considérant la taille d'un ménage dans les trois centres qui est estimée à 5 habitants la consommation journalière est de 28,16 L/jr/hbt (BERA 2023).

III.1.2.4. Etat des lieux des ouvrages hydraulique existants

L'état des lieux de l'alimentation en eau potable de la commune de Koti et plus particulièrement des trois centres du site du projet a été fait en se référant aux informations contenues dans le PCD de 2021. Ces données ont été vérifiées par une enquête menée par BERA lors de l'étude sociologique en juillet 2023 et les résultats de l'Inventaire Nationale des Ouvrages Hydrauliques 2023.

III.1.3. Conception et dimensionnement du système d'AEP-MV

Toutes les formules de calcul susceptibles d'intervenir dans la conception et le dimensionnement des ouvrages constitutifs du système ont été recueillies dans les notes de cours sur le dimensionnement des systèmes d'Adduction d'eau potable (AEP) et en fonction du choix de la structure d'accueil. La supervision de la rédaction du mémoire a été assurée par notre maître de stage et notre directeur de mémoire en interne au sein de 2iE.

III.1.3.1. Conception des réseaux du système d'AEP-MV

Tracé des réseaux

Le logiciel GoogleEarth pro a servi pour le tracé sommaire des réseaux d'adduction et de distribution en suivant dans la mesure du possible les réseaux routiers et en respectant les points de singularités. L'analyse des levés topographiques permet d'identifier les points hauts et bas sur le réseau.

Implantation des bornes fontaines (BF)

Nous nous sommes basés sur les prescriptions techniques nationales pour déterminer le nombre de BF théorique qui est de 500 personnes par BF dans un rayon de 500 m sans ignorer les ouvrages hydrauliques existants (DECRET N°2019-0204, 2019). Pour le projet, il tient également compte de l'adhésion des populations en plus des aspects ci-dessus évoqués pour le choix des sites d'emplacement des BF comme prévu dans l'étude socio-économique. Le choix des centres est motivé par leur capacité de mobilisation des conditions financières et humaines requises mais aussi par leur connaissance du milieu socio-culturel pour la pérennisation du projet.

Validation du réseau

Les réseaux définitifs (adduction et distribution) sont validés après une visite du site et un parcours complet du réseau en vue d'identifier les zones non exploitables notamment les cimetières, les zones marécageuses, les lieux sacrés.

III.1.3.2. Dimensionnement du système d'AEP-MV

Le système d'AEP-MV est constitué d'un centre de production d'eau (CPE), de la source de production d'énergie, d'un réseau pour la distribution et des points de desserte dont les Bornes Fontaines (BF) et les Branchement Particulier ou Privés (BP) (PN-AEP 2016). La source d'eau dans notre étude sera souterraine pour son faible coût de traitement (très faiblement exposé à la pollution). Les ouvrages d'AEP-MV doivent permettre aux usagers d'avoir l'eau de qualité et en quantité suffisante. Ils assurent l'exhaure, le stockage, le traitement et la distribution de l'eau. Dans le cadre de cette étude, l'AEP-MV sera composé principalement :

-  d'une station de pompage constituée de pompe immergée qui est alimentée par une installation solaire photovoltaïque ou d'un groupe électrogène en appoint ;
-  de sources d'énergie solaire (PV) et thermique (groupe électrogène);
-  de conduites de refoulement en polyéthylène haute densité (PEHD) qui servent de chemin pour l'eau jusqu'au château d'eau ;
-  d'un château d'eau dont le type sera déterminé en fonction des besoins totaux de la population à desservir et sera judicieusement placé au point le plus économique et le plus haut ;
-  de conduites de distribution en PEHD;
-  d'ouvrages de dessertes (BP et BF) ;
-  d'accessoires de l'ensemble du réseau notamment les pièces de sectionnement, pièces de régulation et de protection du réseau, les pièces de comptage.

Le choix du type de réseau de distribution a été fait conformément aux exigences des termes de références (TDRs) du projet. Le réseau sera mixte constitué d'une maille et de ramifications pour faciliter le raccordement aux BP et permettre une meilleure sécurité dans la fourniture d'eau.

Les étapes suivantes ont permis d'obtenir les résultats du dimensionnement :

- ✚ la répartition équitable du débit des BF à l'ensemble des BF ;
- ✚ la détermination du débit en route puis du débit fictif sur chaque tronçon du réseau ;
- ✚ l'utilisation de la loi de Hardy-Cross pour la répartition des débits cumulés des tronçons au niveau de la partie maillée ;
- ✚ la détermination des diamètres des conduites ;
- ✚ la détermination des vitesses dans les tronçons ;
- ✚ la détermination des pressions aux nœuds ;
- ✚ la vérification des conditions de pressions et de vitesses sur Excel ;
- ✚ la modélisation du réseau de distribution sur Epanet 2.0 ;
- ✚ la vérification des conditions de pressions et de vitesses sur Epanet 2.0 ;

Enfin une comparaison entre résultats calculés et simulés par Epanet 2.0 a été réalisée.

III.2. Matériels utilisés

La synthèse des outils et logiciels utilisés dans la conduite de la présente étude sont renseignées dans le tableau 3 ci-après :

Tableau 3 : outils et logiciels utilisés

Matériels	Observations
GoogleEarth pro	Pour le tracé sommaire des réseaux de refoulement et de distribution
Logiciel ArcGis 10.5	Pour la réalisation de la carte de situation de la zone du projet
Covadis 2018	Pour le Tracé des profils en long des conduites
AutoCad 2018	Cet outil a été utilisé pour réaliser les pièces graphiques
Logiciel Epanet 2.0	Pour la modélisation hydraulique en vue de simuler le fonctionnement du réseau en régime permanent
Global mapper et EpaCad 2.0	Sont des interfaces entre AutoCad et Epanet
Pack Office (Excel, Word, PowerPoint)	Pour la rédaction du mémoire, calcul pour les besoins du dimensionnement, le résumé pour la présentation

III.3. Hypothèses de calcul

III.3.1. Horizon du projet

Conformément aux TDRs du projet, la réalisation de ce système d'AEP-MV vise à résoudre durablement les besoins en eau des populations de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma à l'horizon 2050. En prenant 2024 comme année de référence pour le début du système AEP-MV alors nous retrouvons avec un projet de 26 ans comme durée de vie.

III.3.2. Le taux d'accroissement communale de la population

Il est déterminé à l'aide d'une formule statistique (inspiré de la formule Thomas MALTHUS) (1), et vérifié par la formule continue de l'accroissement démographique (2) tenant compte des effectifs de la population communale en deux recensements différents notamment celle de 2006 (RGPH 2006) et celle de 2019 (RGPH 2019).

$\alpha = (P_{2019}/P_{2006})^{(2019-2006)} - 1 \quad (1)$	<p>α : Taux d'accroissement de la zone d'étude du projet ;</p> <p>P_{2019} : population selon le RGPH 2019 ;</p> <p>P_{2006} : population selon le RGPH 2006.</p>
$\alpha = (1/(2019 - 2006)) \times \ln\left(\frac{P_{2019}}{P_{2006}}\right) \quad (2)$	

III.3.3. Estimation de la population à l'horizon du projet

La population à l'horizon 2050 sera déterminée à partir de la formule des intérêts composés de Thomas MALTHUS (3) avec l'hypothèse d'un taux d'accroissement qui reste constant.

$P_n = P_i \times (1 + \alpha)^{(n-i)} \quad (3)$	<p>P_n : nombre d'habitants à l'année n avec n= 2050 ;</p> <p>P_i : nombre d'habitants à l'année initiale (i).</p>
---	--

Les hypothèses suivantes permettront d'évaluer populations desservies par les BF et les BP :

- ✚ 1 BF pour 500 usagers par jour ;
- ✚ 1 BP pour 10 usagers par jour (PN-AEP 2016).

La distance maximale de la borne fontaine par rapport au lieu d'habitation est de 500 m (DECRET N°2019-0204 2019).

III.3.4. Estimation des besoins en eau

III.3.4.1. Consommation spécifique

L'un des principaux critères de planification en AEP est la consommation spécifique (PN-AEP 2016). Elle représente pour un usager à la quantité d'eau nécessaire pour besoins quotidiennes (Kaboré 2023). Selon le PN-AEP à l'horizon 2030, cette consommation est évaluée à 15 L/jr/pers pour les BF et 20 L/jr/pers pour les BP.

Une relecture des données du PN-AEP revue par le décret n°2019-204/PRE/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS portant définition des normes, critères et indicateurs d'accès à l'eau potable, fixe les consommations spécifiques en milieu rural comme suit : 25 L/jr/pers au niveau des BF et 40 L/jr/pers au niveau des BP.

En tenant compte, des valeurs proposées par le PN-AEP qui prend en compte le souci de relever le niveau de service d'ici 2030 mais également des consommations spécifiques déterminées lors de l'étude socio-économique (28,16 L/jr/per en moyenne). Aussi dans un souci de minimiser le risque de surdimensionnement du système nous avons formulé l'hypothèse que la consommation spécifique de la zone d'étude sera prise comme suit :

- ✚ 15 L/jr/pers pour les BF et 20 L/jr/pers pour les BP jusqu'en 2030 ;
- ✚ 20 L/jr/pers pour les BF et 25 L/jr/pers pour les BP à l'horizon 2050.

III.3.4.2 Taux de desserte en eau

La proportion de la desserte eau exprime le taux de la population desservie par rapport à la population totale de la localité considérée (Soubeiga 2016). Des expériences de la gestion de systèmes d'AEP existants et fonctionnels ont permis de constater que l'adhésion des populations aux réseaux est progressive dans le temps. C'est ainsi que le PN-AEP a pour objectif à l'horizon 2030 de faire basculer le pourcentage de la desserte (BF plus BP) de 9% en 2015 à 80% en 2030. Le PN-AEP ambitionne donc d'augmenter le niveau de confort des usagers de l'eau par promotion des BP. C'est ainsi que le programme prévoit passer de 0,3% en 2015 à 56% en 2030 pour les BP et de 8,7% en 2015 à 24% en 2030 pour les BF.

Pour notre étude, l'hypothèse de la desserte sera prise de 90% à l'horizon du projet en 2050 et de 80% en 2030 conformément aux objectifs du PN-AEP. Nous démarrons le projet avec un le taux de desserte fixé en 2024 à 28% pour les BF et 26% pour les BP. En se référant à l'étude socio-économique qui prévoit 21 BF témoignant l'intérêt de la population à utiliser les BF par rapport au BP. Pour éviter le risque de surdimensionnement nous considérons 84% de la population desservis sera desservis par les BF soit 14 BF à l'horizon du projet soit 2050.

III.3.4.3. Coefficients de pointe

Pour tenir compte des habitudes et des comportements en matière d'utilisation d'eau potable dans les centres, il sera retenu les coefficients de pointe suivants :

- ✚ le coefficient de pointe saisonnier (**Cps**) : il s'agit du rapport entre la consommation journalière moyenne calculée sur l'année et la consommation journalière moyenne de la période de pointe. Il est compris entre 1,10 et 1,20 (Zoungana 2003). Nous retenons la valeur de 1,15 pour cette étude.
- ✚ le coefficient de pointe journalier (**Cpj**) : les usagers expriment de façon cyclique leur comportement au cours de la semaine ; les pics de consommation se produisent pendant les périodes de grande lessive et de repos hebdomadaires.. Il est indépendant de la saison. Il est compris entre 1,05 et 1,15 (Zoungana 2003). Pour cette étude nous retenons la valeur de 1,1.
- ✚ le coefficient de pointe horaire (**Cph**) rend compte de la pointe de la consommation au cours de la journée. Il permet de déterminer les besoins maximums à satisfaire pendant les heures de pointe. Cela dépend du degré d'urbanisation et d'industrialisation de la localité. Il est calculé à partir d'études statistiques sur divers systèmes similaires, ou par le biais de formules empiriques (Zoungana 2003). La formule dite du Génie Rural (4) sera utilisée pour notre étude.

$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mh}}} \quad (4)$	Q_{mh} : débit moyen horaire
--	--------------------------------

III.3.4.4. Besoins moyen journalier domestique en eau

Le besoin en eau d'un habitant est quantité d'eau il consommerait en dehors de toute contrainte économique (Zoungana 2003). Les besoins domestique en eau (**B_{jmd}**) représentent la quantité d'eau consommée par les ménages aux niveaux des BF et des branchements particuliers (7).

$B_{jmBF} = C_{SPBF} \times \tau_{dBF} \times P_{dBF} \quad (5)$ $B_{jmBP} = C_{SPBP} \times \tau_{dBP} \times P_{dBP} \quad (6)$	<p>B_{jmBF} : Besoin en eau journalier moyen au niveau des BF ;</p> <p>C_{spBF} : Consommation spécifique au niveau des BF ;</p> <p>τ_{dBF} : Taux de desserte des BF ;</p> <p>P_{dBF} : Population à desservir par les BF</p>
---	---

$B_{jmd} = B_{jmBF} + B_{jmBP} \quad (7)$	<p>B_{jmBP} : Besoin en eau journalier moyen au niveau des BP ;</p> <p>C_{spBP} : Consommation spécifique au niveau des BP ;</p> <p>τ_{dBP} : Taux de desserte des BP ;</p> <p>P_{dBP} : Population à desservir par les BP</p>
---	---

III.3.4.5. Besoin en eau non domestique (m³/j)

Ils représentent les besoins annexes dont les services publics (école, centre de santé...) et des activités socio-économiques (marché, lieu de culte...).

Nous considérons que ces besoins représentent 10% des besoins journaliers moyen en eau domestiques. Ils sont déterminés par la formule (8).

$B_{nd} = 10 \% \times B_{jmd} \quad (8)$	B_{nd} : Besoins en eau non domestique/ besoins annexes
---	---

III.3.4.6. Besoins journaliers moyens (m³/j)

Les besoins journaliers moyens (B_{jm}) est la somme des besoins en eau journaliers domestiques et des besoins annexes (9).

$$B_{jm} = B_{jmd} + B_{nd} \quad (9)$$

III.3.4.7. Estimation des pertes

Nous distinguons les pertes techniques durant le traitement et sur le réseau de distribution d'une part, et d'autre part les pertes commerciales dues à l'eau consommée et non facturée comme les erreurs de comptage, les branchements clandestins et les prélèvements aux bouches d'incendies. Pour un système qui utilise des eaux souterraines, comme celui de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma, le traitement ne sera pas la cause des pertes. De plus les pertes de comptage ne seront pas prises en compte car dépendant de la qualité des installations et de la loyauté des usagers. Les pertes sont constatées pendant le transport (refoulement et distribution) et sur le réservoir de stockage. Selon Zougrana 2003 il est communément admis que le ratio technico-économique des pertes est dans l'intervalle 10% à 20%.

Pour le cas de notre projet le rendement global du réseau (η) au départ est fixé à 95% dans les premières années de fonctionnement du système qui régressera pour atteindre 90% à l'horizon du projet (2050). A l'échéance du projet les pertes du système sont donc estimées à 10% de la consommation domestique.

III.3.4.8. Besoin total de production du jour de pointe (m^3/j)

Les besoins de production du jour de pointe total (B_{tjp}) est la volume d'eau à fournir sur le réseau en situation de pointe y compris les pertes sur le réseau. La formule (10) permet de les déterminer.

✚ Evaluation des Besoins journaliers de pointe aux niveaux des BF (B_{jpBF} en m^3/j)

Ils sont le produit du taux de desserte des BF et des besoins totaux de production du jour de pointe (11).

✚ Evaluation des Besoins journaliers de pointe aux niveaux des BP (B_{jpBP} en m^3/j)

Ils correspondent à la différence entre les besoins total de production du jour de pointe aux besoins de production du jour de pointe au niveau des bornes fontaines (12).

$B_{tjp} = \frac{C_{ps} \times C_{pj} \times B_{jm}}{\eta} \quad (10)$	B_{jm} : le besoin en eau journalier moyen (m^3/h) ;
$B_{jpBF} = \tau_{dBF} \times B_{tjp} \quad (11)$	C_{ps} : le coefficient de pointe saisonnier ;
$B_{jpBP} = B_{tjp} - B_{jpBF} \quad (12)$	η : Le rendement global du réseau ;
	τ_{dBF} : Taux de desserte des BF.

III.3.5. Estimation des débits d'écoulement

III.3.5.1 Débit moyen horaire (Q_{mh})

C'est le débit d'écoulement du jour de pointe. Il représente le rapport entre les besoins de production du jour de pointe et le temps (T_d) de distribution de l'eau sur le réseau.

✚ Débit moyen horaire au niveau des BF (Q_{mhBF})

La distribution de l'eau aux BF sera de 6 h (heure d'ouverture) à 18h (heure de fermeture) soit un temps de fonctionnement $T_{dBF} = 12h$ par jour. Il est calculé grâce à la formule (13).

✚ Débit moyen horaire au niveau des BP (Q_{mhBP})

Le temps de distribution des BP est de 24 heures. La formule (14) donne le débit moyen de distribution horaire des BP.

$Q_{mhBF} = B_{jpBF}/T_{dBF} \quad (13)$	T_{dBF} : le temps de distribution des BF (h)
$Q_{mhBP} = B_{jpBP}/T_{dBP} \quad (14)$	T_{dBP} : le temps de distribution des BP (h)

III.3.5.2. Détermination du débit total de pointe horaire (Q_{tph})

Il est la somme du débit horaire de pointe des BF (Q_{phBF}) et du débit horaire de pointe des BP (Q_{phBP}) (15).

- ✚ Le débit de pointe horaire au niveau des bornes fontaines (Q_{phBF}) est le débit qui transite le réseau à l'heure de pointe. Il représente le produit du débit moyen horaire par le coefficient de pointe horaire (16)
- ✚ Le débit théorique par borne fontaine ($Q_{T/BF}$) est égale quotient du débit de pointe horaire au niveau des BF par le nombre de BF (N_{BF}) (17)
- ✚ Le nombre de borne fontaine (N_{BF}) est égal au quotient de la population desservies par les BF par le nombre de personne par BF (18). $N_{p/BF} = 500$ personnes selon le PN-AEP et le décret de 2019 portant normes, critères et indicateurs d'accès à l'eau potable.
- ✚ Le débit réel de toutes les BF est calculé en tenant compte du débit total lorsque tous les robinets sont fonctionnels (19)
- ✚ Le débit réel par BF ($Q_{r/BF}$) est égale à la somme des débits de tous les robinets d'une BF. Nous avons émis l'hypothèse qu'une BF à trois (03) robinets de débit unitaire 0,25 L/s chacun.
- ✚ Débit de pointe horaire des BP (Q_{phBP}) représente le produit du débit moyen horaire par le coefficient de pointe horaire (20).

$Q_{tph} = Q_{mhBF} + Q_{mhBP}$ (15)	C_{phBF} : le coefficient de pointe horaire au niveau des BF Q_{BF} : le débit par borne fontaine ; C_{phBP} : le coefficient de pointe horaire au niveau branchements particuliers.
$Q_{phBF} = Q_{mhBF} \times C_{phBF}$ (16)	
$Q_{T/BF} = Q_{phBF} / N_{BF}$ (17)	
$N_{BF} = P_{d/BF} / N_{p/BF}$ (18)	
$Q_{rtBF} = N_{BF} \times Q_{BF}$ (19)	
$Q_{phBP} = Q_{mhBP} \times C_{phBP}$ (20)	

III.3.5.3. Débit d'adduction

Le débit d'adduction (Q_{add}) est correspond au flux d'eau qui passe par la conduite de refoulement après la station de pompage. Il est égal au rapport entre les besoins de production du jour pointe et le temps réel de pompage (T_p) (21). Nous nous fixons comme contrainte de temps théorique de pompage $T_{tp} = 14h$ par jour. Le temps réel de pompage est déterminé par

la formule (22). La formule (23) donne le débit réel de pompage. Le débit théorique est déterminé par la formule (24)

$Q_{add} = B_{jp}/T_p \quad (21)$ $T_p = D_{jp}/Q_{rp} \quad (22)$ $Q_{rp} = N_f \times Q_{mtp/f} \quad (23)$ $Q_{tp} = D_{jp}/T_{tp} \quad (24)$	<p>B_{jp} : besoins de production du jour de pointe (m³/h) T_p : Le temps réel de pompage (h) Q_{add} : débit d'adduction du système AEP-MV (m³/h) D_{jp} : demande du jour de pointe Q_{rp} : débit réel de pompage N_f : nombre de forage Q_{mtp} : débit moyen théorique de pompage (m³/h) Q_{tp} : débit théorique de pompage pour cette étude il est fixé à 5 m³/h</p>
---	---

III.3.5.4. Estimation des débits sur le réseau de distribution

Contrairement à la partie ramifiée du réseau où le sens d'écoulement est connu et les débits sur les tronçons sont calculés à partir des prélèvements aux nœuds, pour la partie maillée le sens d'écoulement et les débits aux tronçons ne sont pas connus a priori. La méthode de Hardy-Cross sera utilisée pour déterminer les paramètres de la partie maillée. Cette méthode s'appuie sur la loi des nœuds exprimant la conservation des débits en chaque nœud et la loi des mailles exprimant que la perte de charge est nulle le long d'une maille (Mounirou, 2017). C'est une méthode itérative qui permet d'équilibrer des débits pour que la loi des mailles soit vérifiée en donnant un sens d'écoulement tout en veillant au respect de la loi des nœuds. Les débits corrigés sont déterminés après plusieurs itérations à partir des formules (25) et (26).

$\Delta q = - \frac{\sum_{ij} \Delta H_{ij}}{n \sum_{ij} \frac{\Delta H_{ij}}{q_{ij}}} \quad (25)$ $q_{corrigé_{ij}} = q_{ij} + \Delta H_{ij} \quad (26)$	<p>Δq: est variation du débit ΔH_{ij}: la perte de charge sur le tronçon i-j en m $q_{corrigé_{ij}}$: le débit corrigé obtenu après itération m³/s sur le tronçon ij</p>
---	---

III.3.6. Condition de dimensionnement du système d'AEP-MV

III.3.6.1. Conditions de vitesse dans les conduites

Au vu de leurs accessibilités sur le marché, de leur facilité de mise en œuvre (on peut faire fi de coude pour des angles très grandes) et de leur résistance aux variations de température nous avons opté pour le choix de conduites en PEHD.

La vitesse d'adduction U_{add} est telle que : $0,3 \text{ m/s} \leq U_{add} \leq 1,5 \text{ m/s}$. Cet intervalle de vitesse que nous nous imposons permettra d'éviter des vitesses trop fortes qui pourraient être à l'origine des pertes de charges élevées, des risques de coup de bélier et des coûts énergétiques importants à l'exploitation. Il faut noter que les vitesses trop faibles peuvent être la cause de dépôts des matières en suspension dans les conduites.

La vitesse de distribution U_{dis} est telle que : $0,3 \text{ m/s} \leq U_{dis} \leq 1,2 \text{ m/s}$. La distribution se fait de façon gravitaire. Il est nécessaire d'avoir une vitesse minimale sur le réseau de distribution pour permettre l'auto-curage, qui dépend de la qualité de l'eau. Elle est comprise entre 0,2 et 0,3 m/s en fonction des caractéristiques de la plus petite particule à éliminer par entraînement de la force tractive de l'eau selon Zoungrana en 2003.

III.3.6.2. Condition de pression aux nœuds

Pression nominale et pression minimale

Le fabricant des conduites détermine la pression nominale (PN) qui correspond à la pression de service maximale admissible par les conduites.

Nous retenons des conduites PN 16 pour l'adduction et PN 10 pour la distribution ou 16 et 10 sont les valeurs de la pression en bar. Il est nécessaire que la pression minimale soit plus élevée que la pression atmosphérique, en particulier aux points hauts.

Pression de service

C'est la pression fournie par le système de distribution aux utilisateurs. Il doit permettre de réaliser des prélèvements de l'eau sans effort supplémentaire. En réalité, une pression basse provoque l'aspiration des eaux résiduaires, ce qui entraîne la pollution de l'eau d'une part, et d'autre part des problèmes d'alimentation des populations en bout du réseau. En outre, une forte pression peut provoquer la rupture des conduites, des fuites d'eau et la détérioration des équipements électromécaniques comme les compteurs et les robinets de puisage. Dans le cadre de cette étude, nous opterons pour une pression de service comprise entre 5 mCE et 30 mCE.

III.3.7. Détermination des pertes de charges

Elles traduisent la dissipation par frottements de l'énergie mécanique d'un fluide en mouvement. Les pertes de charges dépendent de la forme, des dimensions et de la rugosité de la canalisation, de la vitesse d'écoulement et de la viscosité du liquide (Bensana 2013).

On distingue les pertes de charge linéaires qui sont proportionnel la longueur des conduites et les pertes de charges singulières due aux singularités dans le réseau (coude, raccordement...).

Différentes méthodes empiriques sont utilisées pour évaluer les pertes de charges linéaires. La formule (29) de Darcy-Weisbach et de Manning-Strickler qui ont été choisies dans le cadre de cette étude. Nous prenons 5% des perte linéaire pour les pertes de charges singulières (28) pour cette étude. Les pertes totales ΔH_T sont déterminés par les formules (30) pour Darcy et (31) pour Manning.

$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (27)$	ΔH_T : Perte de charge totale en m ;
$\Delta H_S = 1,05 \times \Delta H_L \quad (28)$	ΔH_L : Perte de charge linéaire en m ;
$\Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q \times Q }{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (29)$	ΔH_S : Perte de charge singulière en m ;
$\Delta H_T = 1,05 \times \frac{8 \times \lambda \times L \times Q \times Q }{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (30)$	Q : le débit d'écoulement en m ³ /s ;
	L : la longueur de la conduite en m ;
	D : le diamètre intérieur de la conduite en m ;
	λ : coefficient de perte de charge

Avec $\frac{1}{\lambda} = -\log \left(\frac{k}{3,7 \times D} \times \frac{3,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right)$ déterminé par itération à partir de la formule de Colebrook et

$$Re = \frac{4 \times Q}{\pi \times D \times v}$$

Re : le nombre de Reynolds

k : la rugosité absolu soit 0,0001 m pour les conduites en PEHD

$$\Delta H_T = 1,05 \times 10,294 \times \frac{L \times Q \times |Q|}{K_s^2 \times D^{16/3}} \quad (31)$$

K_s [m^{1/3}/s] : 120 est la valeur considérée pour la rugosité des conduites en PEHD

III.3.8. Dimensionnement du refoulement

Au début du projet, un forage est utilisé pour refouler l'eau jusqu'au réservoir à travers une conduite de refoulement. Les sondages géophysiques sont effectués dans le but d'obtenir des forages à gros débit d'au moins 5 m³/h. Dans cette étude supposons un débit d'exploitation moyen (Q_{exp}) d'un forage à 5 m³/h.

III.3.8.1. Détermination du nombre de forages

Le débit d'adduction et le débit d'exploitation unitaire des forages sont utilisés pour calculer le nombre de forages. (32)

$N_f = \frac{Q_{add}}{Q_{exp}} \quad (32)$	Q_{add} : débit de l'adduction du système Q_{exp} : débit d'exploitation moyen d'un forage supposé 5 m ³ /h.
--	--

III.3.8.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement

Le refoulement est le transport de l'eau de la source vers les réservoirs de stockage. Il se fait à l'aide d'une pompe. Le dimensionnement implique de déterminer le diamètre théorique de la conduite pour acheminer l'eau du forage au château. Nous utiliserons les formules empiriques (33), (34), (35), (36), (37) ci-après dans le tableau 4 pour déterminer le diamètre intérieur.

Tableau 4 : Formules usuelles de calcul du diamètre économique théorique de la conduite de refoulement

Désignation	Expressions	Unités-Annotations
Bresse	$D_{th} = 1,5 \times \sqrt{Q_{add}} \quad (33)$	D_{th} : Diamètre théorique intérieur (m) Q : Débit transporté par la conduite (m ³ /s) N : Nombre d'heures de pompage par jour V : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) D : Diamètre intérieur (mm)
Bresse Modifier	$D_{th} = 0,8 \times \sqrt[3]{Q_{add}} \quad (34)$	
Munier	$D_{th} = (1 + 0,02 \times T_p) \times \sqrt{Q_{add}} \quad (35)$	
Achour et Bedjaoui	$D_{th} = 1,27 \times \sqrt{Q_{add}} \quad (36)$	
Bonnin	$D_{th} = \sqrt{Q_{add}} \quad (37)$	
Flamant	$V \leq 0,6 + D_{ref} \quad (38)$	
GLS	$V \leq \left(\frac{D_{ref}}{50}\right)^{0,25} \quad (39)$	

Il est important de s'assurer que le diamètre commercial retenu respecte les conditions de GLS et de Flamant (39) et (38).

III.3.8.3. Calcul de la Hauteur Manométrique Totale (HMT)

La Hauteur Manométrique Totale (HMT) traduit la charge nécessaire reçue par l'eau de la part de la pompe depuis la colonne d'exhaure dans le forage pour son acheminement jusqu'au réservoir (Dibloni 2023). Elle prend en considération les pertes de charges totales générées dans la conduite de refoulement et la différence entre le sommet de la cuve et le niveau dynamique dans le forage. Le choix de la pompe repose en grande partie sur la HMT. Le calcul de la HMT est effectué en utilisant la formule (40) et la hauteur géométrique est déterminé par la formule (41).

$HMT = \Delta H_T + H_{géo} \quad (40)$	HMT : hauteur manométrique totale $H_{géo}$: hauteur géométrique Z_c : Côte du niveau maximale d'eau dans le réservoir Z_{ND} : Côte du niveau dynamique du forage
$H_{géo} = Z_c - Z_{ND} \quad (41)$	

III.3.8.4. Étude du phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier est une caractéristique particulière du régime transitoire et se manifeste de manière oscillatoire dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement (Ait Moussa et Ait Izem 2020). Il se distingue par une onde de pression, qu'elle soit positive (surpression) ou négative (souplesse), provoquée par une variation du régime hydraulique et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde a une vitesse de propagation ou célérité qui ne dépend pas en premier lieu de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle réfléchit sur obstacles, en particulier sur extrémités de la conduite, en modifiant le signe ou non en fonction des conditions physiques qui y sont rencontrées (Dadi et Mezine 2018). Le coup de bélier survient lorsque l'on met en marche ou arrêté une pompe, ferme ou ouvre brusquement une vanne, ou qu'on prélève instantanément un débit important.

Le coup de bélier se caractérise principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions, qui peuvent atteindre des grandeurs assez importantes, ce qui aura pour conséquence la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement (Berreksi 2015).

✚ Calcul de la célérité de l'onde

Selon Allievi la vitesse de propagation (célérité) de l'onde de pression dépend de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité du tuyau. Son expression mathématique est fournie par la formule (42) ci-après :

$c = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}} \times \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{D}{e} \times \frac{\varepsilon}{E}}} \quad \text{l'eau} \quad (42)$ <p>est le fluide dans cette étude d'où</p> $c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \times \frac{D}{e}}}$	<p>c : la célérité en m/s ρ : la masse volumique du fluide en kg/m³ (1000 kg/m³ pour l'eau) ; ε : le module d'élasticité du fluide en Pa ; E : le module d'élasticité de la conduite en Pa (module de Young) ; D : le diamètre intérieur de la conduite en m ; e : l'épaisseur de la conduite en m ; K : est la constante de rugosité ($K = 33$ pour les PEHD)</p>
---	---

✚ Détermination de la variation de pression (ΔP) en m

La variation de pression ΔP due à une perturbation (fermeture d'une vanne par exemple) rapide ne dépend pas de la longueur de la conduite. Joukowsky a montré qu'elle dépend de la vitesse d'écoulement et de la célérité de l'onde pour une durée d'évolution $\tau = \frac{2L}{c}$ (43).

✚ La charge maximale Y_{max} (m) est déterminée par la formule (44)

✚ La charge minimale Y_{min} (m) est calculé grâce la formule (45).

Le risque du coup de bélier est avéré lorsque la Pression Maximal Admissible (PMA) est inférieure à la charge maximale au point ($PMA \leq h + \Delta h$ avec h la pression en régime permanent). Par mesure de précaution un dispositif anti-bélier sera installé lorsque la Pression de Fonctionnement Admissible (PFA) est inférieure à la charge maximale ($PFA \leq h + \Delta h$).

$$PFA \approx PN \text{ et } PMA \approx 1,2 \times PFA$$

PN : Pression Nominale

$$\Delta h = \pm \frac{c \times v_0}{g} \quad (43)$$

$$Y_{max} = HMT + \Delta h \quad (44)$$

$$Y_{min} = HMT - \Delta h \quad (45)$$

g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
 v_0 : la vitesse moyenne en régime uniforme m/s ;
 Y_{max} : la charge maximale en m ;
 Y_{min} : la charge minimale en m

III.3.8.4. Choix de la pompe et détermination du point de fonctionnement

La source d'eau étant souterraine la pompe sera de type immergé que nous choisirons en ligne sur le catalogue des pompes Grundfos en se basant sur le débit, la HMT et le rendement de la pompe.

Le point de fonctionnement d'une pompe est le croisement de la courbe HMT (courbe caractéristique de la pompe) de la pompe en fonction du débit et la courbe Hauteur géométrique (courbe caractéristique du réseau) en fonction du débit. Au point de fonctionnement la HMT est égale à la hauteur géométrique. C'est le point où la pompe est à son fonctionnement optimale.

III.3.9. Source d'énergie

Les villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma n'étant pas connectés au réseau électrique de la Société Nationale d'Électricité du Burkina (SONABEL) à priori la source d'énergie de la station de pompage sera le solaire (PV) et le thermique (groupe électrogène) en cas de baisse ou d'absence de rayonnement solaire.

III.3.9.1. Système solaire photovoltaïque (PV)

Afin d'obtenir un rendement optimal, le champ solaire sera placé dans un environnement bien aéré, où les panneaux photovoltaïques pourront profiter pleinement des rayons solaires. Une plateforme d'une hauteur minimale de trois (03) mètre sera utilisée pour l'installation des modules PV orientés vers le Sud car la zone d'étude se situant dans l'hémisphère nord. La plateforme sera entourée d'un mur de protection. En complément des modules photovoltaïques, le champ solaire disposera d'une boîte de raccordement, d'un régulateur de charge, d'un onduleur, d'une batterie d'accumulateurs pour l'éclairage de la station et divers accessoires. Les

panneaux photovoltaïques serviront de 8h00 à 16h00 par jour soit un temps théorique de fonctionnement de 8h et le groupe électrogène 6h soit de 16h00 à 22h00.

✚ Puissance hydraulique de la pompe

La puissance hydraulique est déterminée par la formule (46) la puissance absorbée par la pompe par la formule (47) et la puissance absorbée par le moteur par la formule (48).

✚ La puissance crête (P_c)

Pour déterminer la puissance de crête de l'installation (50), nous nous mettons en fonctionnement normal ou il y'a une égalité du générateur PV et l'énergie nécessaire pour la pompe (49) :

✚ Dimensionnement de l'onduleur

Il est prévu d'installer d'un onduleur (convertisseur CC/CA) qui convertit le courant continu produit par le champ solaire en courant alternatif de 50 hertz. L'onduleur est conçu pour fournir suffisamment d'électricité à l'électropompe sans surcharge. La formule (51) ci-après permet d'évaluer sa puissance.

✚ Nombre de module photovoltaïque

Nous le déterminons en faisant le quotient de la puissance de crête par la PN de chaque panneau (52). Pour cette étude nous prenons une des puissance nominal $P_u = 275 W$ pour chaque module.

$P_H = \rho \times g \times Q_p \times HMT \quad (46)$ $P_a = P_H / \eta_p \quad (47)$ $P_m = P_a / \eta_m \quad (48)$ $E_j = \eta_g \times P_c \times E_i \quad \text{Avec} \quad (49)$ $E_j = T_{ins} \times P_H$ $P_c = \frac{T_{ins} \times P_H}{\eta_g \times E_i} \quad (50)$ $P_{ond} = \frac{P_m \times HMT}{\eta_m \times \cos\phi} \quad (51)$	<p>Q_p : le débit de la pompe (m^3/s) ;</p> <p>η_M : Le rendement moteur de la pompe (constructeur de la pompe) ;</p> <p>ρ : la masse par unité de volumique ($\rho = 1000kg/m^3$) ;</p> <p>g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81m/s$).</p> <p>η_g : le rendement du global du système photovoltaïque ; avec $\eta_g = \eta_{ond} \times \eta_p \times \eta_m$</p> <p>$\eta_{ond}$: le rendement de l'onduleur ($\eta_{ond} = 90\%$) ;</p> <p>T_{ins} : le temps d'insolation de la zone ; pour cette étude nous prenons $T_{ins} = 8 h$</p> <p>E_i : au Burkina Faso, le rayonnement total journalier moyen par unité de surface s'élève à $5,15 KW/m^2/j$.</p> <p>P_{ond} : puissance de l'onduleur ;</p>
--	---

$N_{module} = P_c / P_u \quad (52)$	P_m : puissance du moteur de la pompe ; η_m : rendement du moteur de la pompe ; $cos\varphi$: facteur de puissance des installations électriques $cos\varphi = 0,77$ P_u : Puissance unitaire d'un module (275W).
-------------------------------------	--

III.3.9.2. Groupe électrogène

La formule (53) est l'expression de la puissance apparente du groupe électrogène :

$P_{app} = \max \left(\begin{array}{l} 2 \times \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta_m \times \eta_{pompe} \times cos\varphi}; \\ 2 \times \frac{\sqrt{3} \times U \times I_n \times cos\varphi}{1000} \times 1,25 \end{array} \right) \quad (53)$	P_{app} : la puissance apparente du groupe électrogène ; η_{pompe} : Rendement de la pompe I_n : L'intensité nominale en (A) U : la tension nominale en (V)
--	---

III.3.10. Dimensionnement du réservoir

III.3.10.1. Capacité du château d'eau

Les stockages ont pour but principal de réduire ou atténuer les phénomènes transitoires qui nuisent au fonctionnement des installations, et d'arrêter les phénomènes cycliques dus au comportement des utilisateur. Ils sont impliqués dans la sécurisation du système de distribution, la continuité du service et l'amélioration de sa qualité. Pour déterminer le volume du réservoir trois principales méthodes à savoir la méthode analytique, la méthode pratique et la méthode simplifié (méthode forfaitaire).

Pour cette étude nous utilisons la méthode forfaitaire pour le dimensionnement du château d'eau dont le principe est axé sur les expériences de chaque pays. Selon Zougrana, 2003 pour les localités où les données statistiques ne sont pas encore disponibles 25% de la consommation journalière de pointe suffit à satisfaire les besoins dans les grandes agglomérations de plus de 200 000 habitants. Ce minimum sera pris à 1/3 de la consommation journalière de pointe pour les petites agglomérations dont celle de notre zone d'étude.

Le diamètre du château d'eau sera déterminé à partir de la formule (55) ci-après :

$V_{reservoir} = H \times \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (54)$	H : hauteur du réservoir ; D : diamètre du réservoir $V_{reservoir}$: volume utile du réservoir.
$D = \sqrt{\frac{4 \times V_{reservoir}}{\pi \times H}} \quad (55)$	

III.3.10.2. Détermination de la côte du radier du château

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir.

Pour le choix de la côte d'installation du radier du réservoir nous basons sur deux critères que sont :

- ✚ tant qu'il y a un débit à fournir s'assurer que la pression de service vérifie les contraintes de pressions que nous nous sommes imposés plus haut en III.3.6.2. au point le plus hydrauliquement défavorisé.
- ✚ s'assurer que toutes les pressions soient inférieures à la pression nominale des conduites et accessoires de distribution.

La formule (56) détermine la côte du radier du château et la pression réelle (en m) au nœud est déterminée par la formule (57)

$H_{radier} = \max Z_{min} - Z_{TNchateau} \quad (56)$	H_{radier} : est la hauteur sous radier en m Z_{min} : la côte du radier imposé par la pression minimale de service en m Z_{TN} : la côte du terrain naturel $P_{réel}$: pression réelle au nœud i ΔH : est la perte de charges (m)
$Z_{radier} = H_{radier} + Z_{TNchateau} = \max Z_{min}$	
$P_{réelle,i} = Z_{min} - Z_i - \sum_i^{chateau} \Delta H \quad (57)$	

III.3.10.3. Traitement de l'eau du réservoir

L'eau produite et distribuée provient des nappes souterraines. Du fait de la profondeur de la source d'eau elle est très peu sujette à la pollution et ne demande pas de traitement spécifique. Pour le renforcement de cette qualité dans le réseau il est introduit dans la conduite de refoulement à l'aide d'une pompe doseuse une solution d'hypochlorite de calcium préparé dans un bac. Cette injection transite la conduite jusqu'au réservoir pour un temps de contact d'au moins deux (02) heures au cours de laquelle le chlore est libéré. Le chlore étant volatil, il est établi que le chlore résiduel dans l'eau, même s'il n'est pas utilisé pour lutter contre la pollution, se volatilise dans l'atmosphère après 48 heures. C'est cette propriété de rémanence qui permet une protection qualitative de l'eau jusqu'à sa livraison aux usagers. Des analyses périodiques de l'eau prélevée au niveau du forage, du réservoir et des BF doivent être réalisées pour s'assurer que l'eau produite et distribuée conserve ses qualités chimiques, organoleptiques et surtout bactériologiques. La formule (58) détermine le temps minimum de contact (T_c) du

chllore pour être efficace et la formule (59) représente le temps maximum de séjour (T_s) du chllore dans l'eau.

Selon l'OMS les normes pour le dosage de l'eau potable sont comprises entre [0,5 ; 5 mg/L]. Pour cette étude nous prenons un dosage de 1,5 mg/L qui est celui utilisé par le laboratoire national de l'ONEA [0,5 ; 1,5 mg/L]. Avec des pastilles de 200 g la solution de chllore aura une concentration de 5 g/l.

Le débit de la pompe doseuse est déterminé par la formule (60), le volume du bac par la formule (61), la masse de chllore nécessaire pour le traitement par jour par la formule (62).

$(T_c) = \frac{C_u}{Q_{mh}} \geq 2h$ (58)	Q : est le débit d'injection (L/h) d : est le dosage de la pompe doseuse (mg/L) Q : est le débit d'eau à traiter (m ³ /h) C : est la concentration de la solution de chllore g/l V : est le volume du bac en (L) T_p : est le temp de fonctionnement de la pompe ($T_p=14$ h) M : est la masse de chllore utilisé par jour en (g)
$(T_s) = \frac{C_u}{Q_{ph}} \leq 2j$ (59)	
$q = \frac{d \times Q}{C}$ (60)	
$V = q \times T_p$ (61)	
$M = d \times Q \times T_p$ (62)	

III.3.11. Dimensionnement du réseau de distribution

Dimensionnement des conduites de la distribution

Nous allons déterminer un débit fictif à chaque nœud. Pour la détermination du débit fictif le débit des branchements est partagé sur toute la longueur du réseau (le débit linéique) ensuite nous calculons le débit en route en faisant le produit du débit linéique par la longueur du tronçon. Le débit de soutirage d'un tronçon i est déterminé par la formule (63).

Le débit fictif ou encore le service en route est calculé à l'aide de la formule (64) :

$$Q_f = 0,55 \times Q_{amont} + 0,45 \times Q_{aval} \quad (64)$$

Avec l'hypothèse d'une vitesse de 1 m/s par la formule de l'équation de la continuité (65) nous déterminons les diamètres théoriques des conduites de distribution. De cette équation nous déduisons la formule du diamètre théorique intérieur (66):

En pratique nous choisirons les diamètres commerciaux dans le catalogue des conduites en PEHD (Tubes PE 100 Systèmes Eau Din 8074 / ISO 4427) en ajustant pour respecter les

contraintes de vitesse et de pression minimale sans ignorer de réduire au minima les pertes de charge (confère III.3.5.).

$Q_i = \frac{Q_{BP}}{\sum L_i} \times L_i + Q_{Bf} \quad (63)$ $Q = V \times S = V \times \pi \times \frac{D_{int}^2}{4} \quad (65)$ $D_{int} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \quad (66)$	<p>Q_i : le soutirage du tronçon i ;</p> <p>Q_T : le débit total des branchements privés ;</p> <p>$\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons ou il y'a soutirage</p> <p>L_i : la longueur du tronçon i de la partie maillée.</p> <p>Q : le débit qui transite la conduite ;</p> <p>V : la vitesse avec $V = 1m/s$;</p> <p>S : la surface de la section de la conduite ;</p> <p>D_{int} : est le diamètre théorique intérieur de la conduite.</p>
--	--

III.3.12. Pose des conduites

Les conduites en PEHD sont généralement enterrées pour les protéger des intempéries telles que l'ensoleillement et le réchauffement de l'eau. Pour prévenir l'encombrement des voies de circulation sous lesquelles elles sont posées et éviter leur ovalisation ou leur écrasement par les charges trop lourdes et les chocs, il est essentiel de les enterrer (Zoungrana, 2003). Les conduites qui traversent les grandes voies doivent être protégées par des fourreaux. Les tranchés des poses de conduites serviront de protecteur pour éviter leur déplacement sous l'effet de la pression de l'eau. Les tranchées auront les mêmes dimensions sur tout leur longueur si possible. Au moment de la mise en place de la conduite, la tranchée sera comblée de lit de sable d'une faible épaisseur sur laquelle la conduite repose dessus avant d'être comblé jusqu'à la moitié par du sable également puis un grillage de signalisation de couleur bleu sera posé avant de terminer le comblement par le matériau issu des fouilles. Les profondeurs et largeurs des tranchés seront déterminées par la formule (67) dans le cadre de ce projet.

$h_{min} \geq 0,80 m + D_{ext} \quad et \quad (67)$ $l_{min} \geq 0,40 m + D_{ext}$	<p>h_{min} : hauteur minimale de la tranchée en m ;</p> <p>l_{min} : largeur minimale de la tranchée en m.</p> <p>D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite à placer dans la tranchée en m.</p>
---	--

III.3.13. Équipement et moyens de protection du réseau

La sélection des équipements de protection dépend du type de protection choisi (dépression, surpression, dépression et surpression), des caractéristiques hydrauliques et géométriques de l'installation. Les équipements ne suppriment pas le coup de bélier, mais l'atténuent pour le contrôler dans une fourchette de tolérance acceptable par l'installation. Il est possible d'utiliser des équipements. Il s'agit de :

- ✚ un ballon anti-bélier qui exploite la compression de l'air par rapport à l'eau.
- ✚ les compensations sont directement effectuées avec l'eau d'un réservoir à surface libre grâce à une cheminée d'équilibre ;
- ✚ soupapes de décharge qui s'ouvrent au-delà d'une pression préalablement déterminée;
- ✚ une fermeture qui est contrôlée par des volants d'inertie et des vannes à commande progressive, qui sont des appareils de protection afin qu'elle reste lente par rapport à l'oscillation de la masse d'eau dans la conduite.
- ✚ assurer la protection et l'entretien de la conduite, le profil en long choisi prendra en compte l'importance d'accumuler l'air non dissous à des endroits prédéterminés où les appareils d'évacuation de cet air seront installés et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites ;
- ✚ une butée (massifs en béton) est mise en place en opposition et perpendiculairement à la poussée pour équilibrer la poussée hydraulique qui peut entraîner le désassemblage d'un ou plusieurs accessoires (les coudes, les tés, les cônes et les plaques pleines) ;
- ✚ les vannes, les vidangeurs les ventouses le clapet anti-retour, le by-pass sont des équipements qui contribue à la sécurité du système.
- ✚ les équipements annexes sont les locaux (magasin, bureau, latrine, pour l'équipement électrique), une clôture du domaine.

III.3.14. Modélisation du réseau d'AEP-MV sur Epanet 2.0

III.3.14.1. Présentation de l'outil Epanet

Epanet 2.0 est un logiciel qui simule le comportement des systèmes hydrauliques, à la fois sur le plan technique et sur la qualité de l'eau. Les débits, les vitesses, les pertes de charge dans les canalisations et les pressions aux nœuds peuvent être déterminés grâce à l'outil Epanet 2.0. Il détermine également 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 (Abounaim 2003)

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.3.14.2. Modélisation du réseau

Pour la modélisation du réseau sur Epanet 2.0, nous avons procédé au tracé du réseau sur AutoCad, puis transféré le fichier dxf (AutoCad) sur Epanet à travers l'outil EpaCad. Ensuite, nous avons renseigné les informations sur les nœuds (altitudes et débits), les conduites (diamètres et longueurs), le réservoir (volume et hauteur), pour les conduites en PEHD de rugosité absolue de 0,0001 m dans le cadre de l'utilisation de la formule de Darcy-Weisbach pour le calcul de pertes de charge, et enfin nous avons lancé la simulation.

Le logiciel nous donnera l'état du système, y compris la pression au niveau des nœuds et la vitesse d'écoulement dans les conduites. En interprétant les résultats obtenus, nous pouvons déterminer si les résultats du calcul effectué sur Excel sont acceptables. Dans le cas contraire, il est nécessaire redéterminer les diamètres, la position des nœuds, et éventuellement la capacité et la position du réservoir.

III.3.14.3. Intérêt de la modélisation sur Epanet 2.0

La modélisation des données constitue une étape fondamentale lors de la conception des bases de données pour la gestion du réseau, car elle permet de représenter le monde réel dans toute sa complexité au moyen de structures de données.

D'un point de vue hydraulique, la modélisation offre une vision détaillée du fonctionnement du réseau, facilitant ainsi l'identification d'éventuelles défaillances.

D'un point de vue économique et opérationnel, la modélisation permet d'analyser les scénarios critiques liés à la rareté des ressources, aux pannes des installations de stockage, aux problèmes de pompage ou aux défaillances des conduites principales. Cet outil se révèle ainsi essentiel pour soutenir les prises de décision.

En termes de sécurité, la modélisation contribue à une intervention plus rapide, réduisant les risques de dommages et de pertes dus aux incendies, ce qui limite les éventuels préjudices.

III.3.15. Les mesures de protection environnementales du projet

Dans cette partie nous partons sur le fait que toute activité humaine a des impacts sur l'environnement. Ces impacts peuvent être positifs comme négatifs. Dans notre étude pour ces

aspects environnementaux nous allons catégoriser notre projet en se basant sur le DECRET N°2015-1187/PRES-TRANS/PM/MERHIMATD/MME/MS/MARHASA/MRA/MICA/MHU/MIDT/MCT 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 afin de bien évaluer son impact sur l'environnement.

III.3.16. Étude financière

Cette partie sera consacrée à l'étude des coûts d'investissement et à une proposition des coûts de revient de l'eau du système d'AEP-MV des centres de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma. Elle comportera premièrement les investissements puis l'étude économique et enfin la subvention que le promoteur pourra apporter pour permettre à la population bénéficiaire de supporter ce coût afin de garantir l'entretiens et la pérennisation des ouvrages.

III.3.16.1. Coût du projet

Le coût des investissements est évalué pour l'horizon 2050. Faute de bordereaux des prix officiels, l'évaluation sur les prix unitaires des éléments en s'inspirant de la mercuriale des prix des bâtiments et travaux publics Bobo Dioulasso 2022, les anciennes études similaires à travers le pays et en se renseignant sur le marché, nous a permis de déterminer les coûts des travaux à réaliser. Les prix par quantité ont été estimé à partir des pris unitaires des équipements et la somme des prix par quantité nous a permis d'obtenir le coût total général hors taxe hors droits (HT-HD). Pour déterminer le Coût d'investissement totale général du projet nous augmentons le coût total HT-HD de 18% qui représente la Taxe sur la Valeur Ajoutée (TVA).

III.3.16.2. Estimation du prix de revient de l'eau

Les populations bénéficiaires doivent être impliquées à tous les niveaux pour une gestion durable des équipements hydrauliques. C'est dans ce sens qu'ils supporteront les frais d'investissements et de fonctionnement en payant le mètre cube d'eau tout en restant dans les limites de leurs possibilités financières. C'est leur implication qui pourra assurer la durabilité et la viabilité des investissements hydrauliques. Pour estimer à combien revient l'eau pour l'usagers la formule (68) sera utilisée.

$P_r = \frac{\sum A_i + \sum C_i}{\sum V_i} \quad (68)$	<p>P_r : Prix de revient de l'eau en FCFA/m³ ; A_i : les dotations aux amortissements à l'année i ; V_i : les volumes d'eau vendus à l'année i ;</p>
---	---

	<i>C_i</i> : les charges d'exploitation et d'entretien des ouvrages à l'année <i>i</i> .
--	---

Les charges d'exploitation

Elle est l'économie des dépenses de fonctionnement du système. Nous distinguons par exemple : les dépenses incluent l'achat de produits chimiques (de chlore), de carburant, la maintenance des équipements, les salaires du personnel, le contrôle de la qualité de l'eau et le téléphone. Pour le calcul de la charge d'exploitation, nous allons prendre en compte les hypothèses suivantes :

- Prix d'1 kg de chlore est estimé 1500 FCFA/U ;
- Pour ce qui est du coût du carburant nous considérerons que le groupe électrogène a une consommation de 2,5 L/h et le temps de fonctionnement journalier maximal est de 6 heures et 1 L de gasoil est vendu aujourd'hui à 675 FCFA.

Dotation aux amortissements

Les dotations aux amortissements correspondent à des dépenses pour le renouvellement ou la rénovation des biens matériels du projet. Les actifs comprennent principalement le groupe électrogène, les panneaux solaires, le château métallique, les pompes immergées, les convertisseurs et les accessoires. Il est important de souligner que chaque actif ne s'amortit pas de la même manière.

- Les amortissements sur une période inférieure ou égale 10 ans ;
- Les amortissements sur une période de plus de 10 ans.

IV. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE

Elle a consisté à présenter les résultats des paramètres essentiels comme : le taux d'accroissement de la population, l'estimation de la population, l'évaluation des besoins en eau, le dimensionnement des réseaux de distribution, d'adduction et de la station de pompage.

IV.1. Etat des lieux des ouvrages hydraulique existant dans les trois centres

En termes d'approvisionnement en eau potable, la commune de Koti compte en 2023, cent-vingt-un (121) forages fonctionnels, dix (10) forages en panne, vingt-sept (27) puits modernes permanents et dix (10) puits modernes temporaires (INO 2023).

En plus de ces points d'eau, la commune dispose de trois (03) systèmes d'adductions d'eau potable simplifiée (AEPS) communautaires implantée au chef-lieu de la commune et à Indini et Kayao. La ville de Koti compte également trois (03) Poste d'Eau Autonome (PEA). Le tableau 5 présente les détaille de du point des infrastructures hydrauliques.

Tableau 5 : Répartition par village des infrastructures hydrauliques de la commune de Koti

Village	Forage fonctionnel	Forage non fonctionnel	Puits modernes	AEPS	PEA
Bonzan-Pougouli	08	02	04	00	00
Dibien	09	00	00	00	00
Djindjerma	10	01	07	00	00
Fafo	14	02	01	01	00
Gbatari	12	01	01	00	00
Haba	10	00	00	00	00
Indini	09	01	04	01	00
Kayao	13	01	06	01	00
Koti	20	01	10	01	03
Poa	08	01	01	00	00
Zangboni	08	00	03	00	00
Total	121	10	37	03	03

Source : INO 2023

De ce tableau nous notons que les trois centres ont au total vingt-sept (27) forages fonctionnels, trois (03) non fonctionnels et onze (11) puis modernes. Selon l'INO 2023 le taux d'accès à l'eau potable de chacun des quartiers des trois centres est de 100%. Cependant il n'existe pas de système fournisseur de l'eau d'un meilleur niveau de service (AEPS).

IV.2. Le taux d'accroissement de la population

Dans cette étude le taux d'accroissement provinciale est retenu pour le projet jusqu'à l'échéance car celui de la commune est impacté par les déplacements internes des populations vers chef-lieu de la commune (lié à l'insécurité). La valeur retenue est **1,92%** obtenue à partir de la formule de Malthus qui est proche de celle de la formule continue. Le tableau 6 présente le taux d'accroissement de population.

Tableau 6: Détermination du taux d'accroissement de la population

CALCUL DU TAUX DE CROISSANCE DE LA POPULATION				
Subdivision Administrative	RGPH 2006	RGPH 2019	T (formule continue)	T(Maltus)
Burkina Faso	10835295	15145555	2,58%	2,61%
Région des Hauts Bassins	916823	1214347	2,16%	2,19%
Province du Tuy	189000	242102	1,90%	1,92%
Commune de Koti	24534	31179	1,84%	1,86%
Village de Bonzan-Pougouli; Dibien; Djindjerma	4148	4624	0,84%	0,84%

IV.3. Estimation de la population

La population de la zone d'étude (Bonzan-Pougouli; Dibien; Djindjerma) est estimée grâce à la formule de Malthus et consigné dans le tableau 7 ci-après :

Tableau 7: estimation de la population de l'ensemble des trois villages

Estimation de la population des trois centres à l'horizon du projet (2050)			
Démographie	Population résidentielle		
	Hommes	Femmes	Total
2019	2406	2 218	4 624
Taux de croissance	1,92%		
2024	2 829	2 608	5 087
2030	3 435	3 168	5 703
2040	4 749	4 378	6 900
2050	6 563	6 053	8 348

Avec un taux d'accroissement de 1,92% la population de l'ensemble des trois centres est évaluée à **8348** personnes à l'horizon 2050.

IV.4. Evaluation des besoins

Le tableau 8 présente les résultats de l'évaluation des besoins qui tiens compte des objectifs du PN-AEP avec un taux de desserte de 80% en 2030 qui atteint 90% en 2050. De cette évaluation

les besoins journaliers moyens des branchements privés et des bornes fontaine sont de **192,9 m³/jr**. La demande du jour de pointe est évaluée **271,1 m³/jr**.

Tableau 8 : Évaluation des besoins en eau de l'ensemble des populations des trois centres

Désignation	Année	Unité	2024	2030	2040	2050
Détermination de la population desservie	Population totale	hbt	5 087	5 703	6 900	8 348
	Taux de desserte	%	54%	80%	85%	90%
	Population desservie	hbt	2 747	4 563	5 865	7 514
Borne fontaine	Taux de desserte des BF	%	28%	24%	27%	30%
	Population desservie par les BF	hbt	1 435	1 369	1 863	2 505
	Nombre de personnes par BF selon le PN-AEP 2016	hbt	500	500	500	500
	Nombre théorique de BF à installer	U	3	3	4	6
	Consommation spécifique moyenne des BF	l/jr/hbt	15	15	20	20
	Consommation journalière moyenne des BF	m ³ /j	21,5	20,5	37,3	50,1
Branchements particuliers	Taux de desserte des BP	%	26%	56%	58%	60%
	Population desservie par les BP	hbt	1 313	3 194	4 002	5 009
	Nombre de personnes par BP selon le PN_AEP 2016	hbt	10	10	10	10
	Nombre théorique de BP à installer	U	132	320	401	501
	Consommation spécifique moyenne des BP	l/jr/hbt	20	20	25	25
	Consommation journalière moyenne des BP	m ³ /j	26,3	63,9	100,1	125,2
	Besoins journaliers domestiques	m ³ /j	47,8	84,4	137,3	175,3
Besoins et demandes	Autres Besoins (Activités économiques, Ecoles, CSPS, PDI) (m ³ /j)	%	10%	10%	10%	10%
	Besoins non domestiques	m ³ /j	4,8	8,4	13,7	17,5

Désignation	Année	Unité	2024	2030	2040	2050
Besoins journaliers moyens		m ³ /j	52,6	92,9	151,0	192,9
Coefficient de pointe saisonnier Cps			1,15	1,15	1,15	1,15
Coefficient de pointe journalière Cpj			1,1	1,1	1,1	1,1
Besoin du jour de pointe		m ³ /j	66,5	117,5	191,1	244,0
Rendement global du réseau			95%	94%	92%	90%
Demande du jour de pointe		m ³ /j	70,0	125,0	207,7	271,1

En 2050, l'approche ci-dessus donne théoriquement **6 BF** pour une desserte de 30% et **501 BP** pour une desserte de 60%. Les populations ont exprimé un besoin de **21 BF**, vu le nombre de population à desservir et la distance entre les concessions pour minimiser les risques de surestimation des besoins nous avons retenu **14 BF** (5 BF à Bonzan-Pougouli, 5 BF à Dibien et 4 BF à Djindjerma) avec une possibilité d'extension du réseau si besoin. L'annexe 6 présente le plan d'une BF.

IV.5. Calcule du débit d'adduction et de distribution

Avec un débit d'exploitation du forage de 5 m³/h quatre (04) forages sont suffisants pour couvrir la demande en eau de la population qui nécessite un débit théorique de pompage de 19,4 m³/h. Le tableau 9 présente les résultats de calcule de débit d'adduction et de distribution (BP et BF). Le débit horaire de distribution du réseau de distribution est de **46,8 m³/h** soit **13,01 L/s**.

Tableau 9 : Résultats des calculs des débits d'adduction et de distribution

Désignation		Unité	2024	2030	2040	2050
Réseau d'adduction	Temps théorique maximal de pompage	H	14	14	14	14
	Demande du jour de pointe	m ³ /j	70,0	125,0	207,7	271,1
	Débit théorique de pompage	m ³ /h	5,0	8,9	14,8	19,4
	Débit moyen théorique des forages dans la zone	m ³ /h	5,0	5,0	5,0	5,0
	Nombre de forages de 5 m ³ /h	U	1	2	3	4
	Débit réel de pompage	m ³ /h	5,0	10,0	15,0	20,0
	Temps réel de pompage	h	14	13	14	14
Réseau de distribution (BF)	Temps de distribution	h	12	12	12	12
	Nombre de BF réel	U	6,0	9,0	11,0	14,0

Désignation		Unité	2024	2030	2040	2050
	Demande du jour de pointe des BF	m ³ /j	59,9	90,8	151,3	196,8
	Débit moyen horaire des BF	m ³ /h	5,0	7,6	12,6	16,4
	Coefficient de pointe horaire		2,6	2,4	2,2	2,1
	Débit de pointe horaire	m ³ /h	13,1	18,2	27,8	34,7
		l/s	3,6	5,1	7,7	9,6
	Débit de chaque BF	m ³ /h	2,2	2,0	2,5	2,5
		l/s	0,6	0,6	0,7	0,7
	Nombre de robinets de 0,25 l/s par BF	U	3	3	3	3
Débit réel de toutes les BF	l/s	4,5	6,75	8,25	10,5	
	m ³ /h	16,2	24,3	29,7	37,8	
Réseau de distribution (BP)	Temps de distribution	H	24	24	24	24
	Nombre de BP réel	U	0	13	73	103
	Demande du jour de pointe des BP	m ³ /j	10,1	34,1	56,4	74,3
	Débit moyen horaire des BP	m ³ /h	0,42	1,42	2,35	3,10
	Coefficient de pointe horaire		5,36	3,60	3,13	2,92
	Débit de pointe horaire	m ³ /h	2,2	5,1	7,4	9,0
l/s		0,6	1,4	2,0	2,5	
Réseau de distribution	Débit de distribution horaire du réseau de distribution	m ³ /h	18,4	29,4	37,1	46,8
		l/s	5,12	8,17	10,29	13,01

IV.6. Résultat du dimensionnement du réseau d'adduction

Les conduites d'adduction sont dimensionnées pour le transport du débit d'adduction du forage au réservoir. Les conduites sont en PEHD de pression nominale 16 bar (PN16).

IV.6.1. Résultats de dimensionnement des conduites de refoulement

Le diamètre de la conduite de refoulement a été dimensionné à l'aide des formules empirique de Bresse, Bresse modifier, Munier, Achour Bedjaoui et Bonin afin de choisir parmi ces diamètres celui qui respecte les conditions de flament et de GLS. Nous avons dimensionné pour un forage de débit 5 m³/h car un seul point a été matérialisé sur le terrain lors de l'étude géophysique. A l'horizon du projet trois (03) autres forages de 5 m³/h seront réalisés pour satisfaire les besoins. Le tableau 10 présente les résultats du dimensionnement des conduite d'adduction pour un forage.

Tableau 10 : Résultat du dimensionnement des diamètre de refoulement

Auteur	Q [m ³ /h]	Tp [h]	Dth [mm]	Dint [mm]	DN [mm]	V [m/s]	Flament	GLS	Cond_Fl ament	Cond _GLS
Bresse	5,00	14,00	55,90	61,40	75,00	0,47	0,66	1,05	Oui	Oui
Bresse Modifier			89,26	90,00	110,00	0,22	0,69	1,16	Oui	Oui
Munier			47,70	51,40	63,00	0,67	0,65	1,01	Non	Oui
Achour et Bedjaoui			47,33	51,40	63,00	0,67	0,65	1,01	Non	Oui
Bonnin			37,27	40,80	50,00	1,06	0,64	0,95	Non	Non

Les conditions de flament et de GLS sont vérifiées pour Bresse et Bresse Modifié ce pendant la vitesse de Bresse Modifier ne respecte pas l'hypothèse de départ ($0,3 \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$). Nous retenons celui de Bresse dont le diamètre de la conduite (en PEHD) obtenu est **75/61,40** [mm] PN16.

IV.6.2. Détermination de la HMT

Le tableau 11 présente la détermination de la HMT de la pompe qui est de 114,58 m. La hauteur géométrique calculé en prenant comme hypothèse de 50 m pour le niveau dynamique du forage est de 100,20 m.

Tableau 11 : détermination de la HMT de la pompe

Tronçons	L [m]	Q _{add} [m ³ /h]	Q _{add} [m ³ /s]	D _{ref} [m]	ΔH (D-W) [m]	$\Sigma \Delta H$ [m]	Z _{ref} [m]	Z _{ND} [m]	H _{gé} [m]	HMT [m]
B_CE	98,47	5	0,001	0,06	0,53	0,53	382,60			
A_B	1902	5	0,001	0,06	10,24	10,77				
F_A	670,3	5	0,001	0,06	3,61	14,38		299,4	100,2	114,58

IV.6.3. Vérification du coup de bélier

L'étude du phénomène de coup de bélier nous a permis d'évaluer la nécessité d'installé un dispositif particulier d'anti-bélier. Les résultats sont renseignés dans le tableau 12.

Tableau 12: Étude du risque de coup de bélier

Tronçon	c [m/s]	Δh [m]	HMT [m]	Y _{max} [m]	Y _{min} [m]	PF A [m]	PMA [m]
F_CE	532,02	25,4	114,58	140,02	89,14	160	192

La charge maximale Y_{max} (140,02 m) est inférieur à la pression de fonctionnement admissible (160 m) des conduites de pression nominale 16 bars donc l'effet du coup de bélier est non

préjudiciable à la conduite et ne nécessite pas l'installation d'un système anti-bélier particulier. Une coupe de la tête du forage est présentée en annexe 5.

IV.6.4. Choix de la pompe

Le choix des pompes c'est fait en ligne sur le catalogue des pompe Grundfos en renseignant le débit théorique d'adduction de la pompe et sa HMT. Nous avons choisi les pompes de type SP en se basant sur le rendement hydraulique et celui du couple moteur plus pompe. Les caractéristiques de la pompe sont renseignées dans le tableau 13 ci-après.

Tableau 13 : Caractéristique de la pompe choisie

HMT [m]	Qp [m3/h]	Type de Pompe	Moteur	Puissance Nominal [KW]	Fréquence [Hz]
114,58	5,97	SP 7-23	MS4000	3	50
η_p [%]	η_m [%]	$\eta_{(m+p)}$ [%]	In [A]	cos ϕ	Un [V]
67,7	75,3	51	14.20	0,77	220

IV.6.5. Point de fonctionnement de la pompe

La figure 3 présentée ci-après matérialise la détermination du point de fonctionnement de pompe.

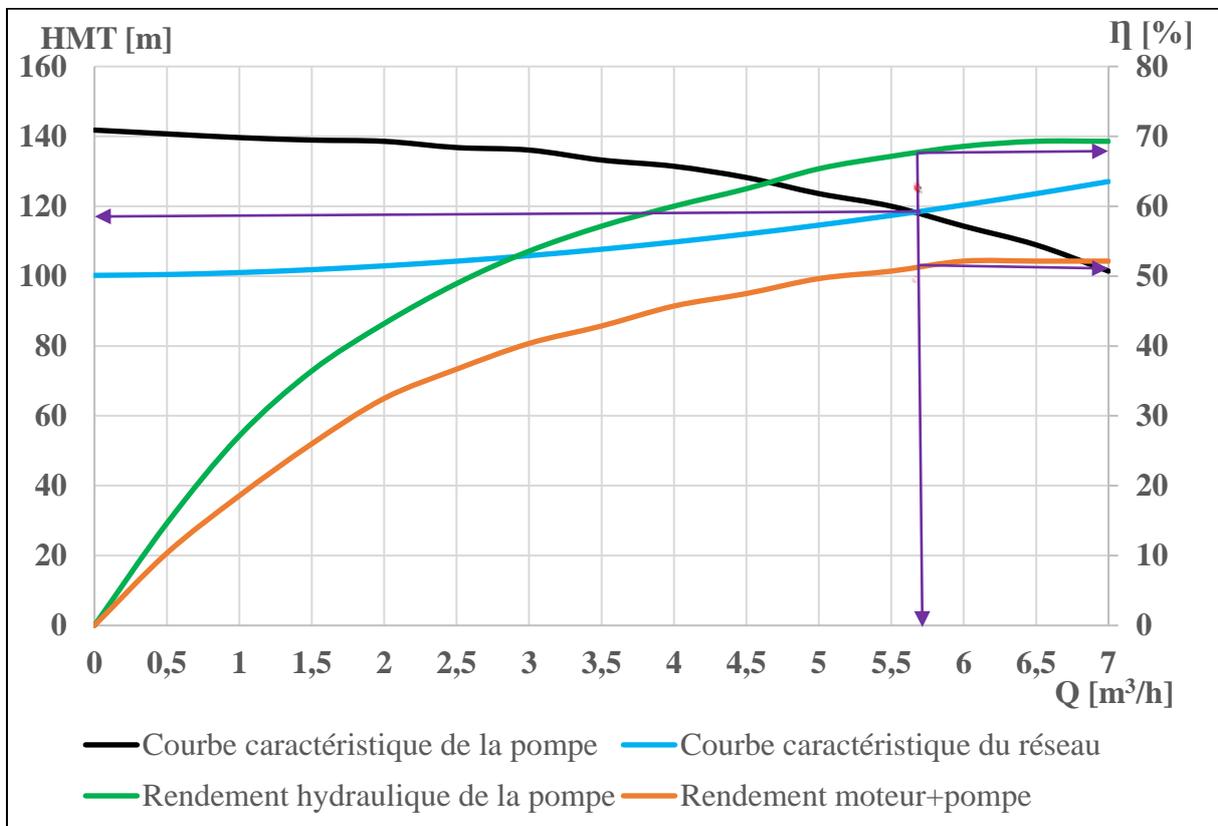


Figure 3: Point de fonctionnement de la pompe

Du graphique nous déduisons qu'au point de fonctionnement le débit de la pompe est de 5,70 m³/h, la HMT est 114,58 m le rendement de la pompe est de 67,70% et le rendement du moteur plus pompe est de 51%.

IV.7. Résultats du dimensionnement des installations électriques

La source d'énergie est hybride et est composé d'un champ solaire photovoltaïque et d'un groupe électrogène qui assurera le manque car le solaire ne pourra assurer les besoins complets du système en énergie. Le solaire servira pour 8 h de fonctionnement et le groupe électrogène pour 6 h pour un temps de pompage de 14 h.

IV.7.1. Le champ solaire

Les résultats de dimensionnement du champ solaire photovoltaïque pour une pompe sont renseignés dans le tableau 14.

Tableau 14: Dimensionnement du champ solaire

Désignation	Unité	Valeur
Débit d'adduction de la pompe (Q _{add})	m ³ /h	5
Hauteur Manométrique Total (HMT)	m	114,58
Masse volumique de l'eau (ρ)	Kg/m ³	1000
Intensité de la pesanteur (g)	m/s ²	9,81
Rendement hydraulique de la pompe (η _p)	%	67,7
Rendement du moteur de la pompe (η _m)	%	75,30
Rendement du moteur plus pompe (η _{p+m})	%	51
Rendement de l'onduleur (η _{ond})	%	90
Rendement globale (η _g)	%	45,90
Facteur de puissance (Cosφ)	%	77
Rayonnement total journalier moyen par unité de surface (E _i)	KW/m ² /jr	5,15
Puissance unitaire d'un module (P _u)	W _c	275
Tension d'un module (U _{module})	V	48
Tension de sortie U _{sortie}	V	220
Puissance Hydraulique (P _H)	Kw	1,56
Puissance absorbée par la pompe (P _a)	Kw	2,31
Puissance absorbée par le moteur (P _M)	Kw	3,06
Puissance de crête (P _c)	W _c	5284
Puissance de l'onduleur (P _{ond})	Kw	6,05
Nombre de module (N _{module})	U	19,00

Désignation	Unité	Valeur
Nombre de branchement en série ($N_{série}$)	U	5,00
Nombre de branchement en parallèle ($N_{parallel}$)	U	4,00

En résumé le champ solaire est composé de 20 modules monocristallins de puissance de crête 275 Wc dont 4 bandes de 5 modules en série dont la puissance du champ PV est de 5,28 KWc pour une pompe. Pour obtenir le dimensionnement du champ PV total nous auront 80 modules de 275 Wc et dont la puissance totale du champ PV est 21,13 KWc.

IV.7.2. Groupe électrogène

Le résumé du dimensionnement du groupe électrogène pour une pompe est dans le tableau 15.

Tableau 15 : Dimensionnement du groupe électrogène

Désignation	Unité	Valeur
Puissance apparente (P_{app1})	kVA	7,95
Puissance apparente (P_{app2})	kVA	10,42
Maximum des puissances apparente (P_{app})	kVA	10,42
Puissance apparente retenue	kVA	12,5

Un groupe électrogène triphasé de puissance nominale 12,5 KVA est nécessaire pour couvrir les besoins énergétiques en l'absence de la source solaire PV pour une pompe d'un débit de 5,97 m³/h. La puissance apparente totale des 4 station de pompage serait 44 KVA.

L'illustration du groupe électrogène choisie de modèle HYW-13 T5 S5, Triphasé, Diesel marque HIMOINSA figure 4.



SERVICE		PRP	ESP
PUISSANCE	kVA	12,5	13,2
PUISSANCE	kW	10	10,7
RÉGIME DE FONCTIONNEMENT	r.p.m.	1.500	
TENSION PRINCIPALE	V	400/230	
TENSIONS DISPONIBLES	V	200/115 · 230 V (t)	

Figure 4 : Groupe électrogène et ses caractéristiques

IV.8. Résultat du dimensionnement du réservoir de stockage

Le réservoir de stockage permettra d'assurer le service continue pendant les temps d'arrêt de pompage.

IV.8.1. Calcul de la capacité du réservoir

La synthèse du dimensionnement du réservoir est fait dans le tableau 16.

Tableau 16 : Dimensionnement du château d'eau

Désignation	Unité	Valeur
Débit de pointe horaire de distribution	[m ³ /h]	46,84
Demande du jour de pointe	[m ³]	271,07
Volume utile du Réservoir	[m ³]	90,36
Volume du réservoir retenu (Cu)	[m ³]	100
Hauteur de la cuve du château (fixée)	[m]	5
Diamètre de la cuve	[m]	5,0
Côte du château (Z_{radier})	[m]	377,69
Côte du terrain naturel du château (Z_{TN})	[m]	366,69
Hauteur sous-Radier du château (H_{radier})	[m]	10,91

Avec une hauteur utile 5 m et un diamètre de 5 m la capacité utile du château retenue est de **100 m³**. La hauteur sous le radier est 10,91 m on prendra **11 m**. En annexe 4 nous avons le plan du château d'eau.

IV.8.2. Traitement de l'eau

Les calculs du temps de contact chlore, du temps de séjour du chlore, du débit de la pompe doseuse et du volume du bac sont résumé dans le tableau 17.

Tableau 17 : La désinfection de l'eau

Désignation	Unité	Valeur
Débit de pointe horaire de distribution	[m ³ /h]	46,84
Demande du jour de pointe	[m ³]	271,07
Volume du réservoir retenu (Cu)	[m ³]	100
Temps de contact du Chlore	[h]	2,13
Temps de séjour	[J]	0,37
Dose de traitement (d)	[mg/l]	1,5
Débit d'eau à traité (Q)	[m ³ /h]	20
Concentration de la solution de chlore (C)	[g/l]	5
Débit d'injection de la pompe doseuse (q)	[l/h]	6
Temps de fonctionnement par jour (T)	[h]	14
Volume du bac (V)	[l]	84
Masse journalière de chlore (M)	[g]	420
Masse annuelle de chlore	[kg]	153,30

Le temps de contact minimum est $2,13h \geq 2h$ donc le chlore aura le temps de se désintégrer avant la distribution. Le temps séjour du chlore dans le château est de 0,37 j soit 8h51min14s

qui est inférieur à deux jours soit 48 h, la contrainte selon laquelle l'eau ne doit pas dépasser 48h dans le château et qui correspond à l'efficacité de la désinfection par le chlore est respecté.

Le débit de la pompe doseuse est de 6 L/h et le volume du bac est 84 L. la masse annelle de chlore est de 153,30 Kg.

IV.9. Résultat du dimensionnement de la distribution

D'une longueur totale de **27 598,09 m** le réseau de distribution est constitué d'une partie maillée (**2 790,2 m**) et d'une partie ramifiée (**24 807,89 m**). Il est dimensionné pour satisfaire la demande du jour de pointe des différents quartiers des trois centres que compte la zone d'étude. La distribution est gravitaire et ne nécessite pas d'énergie pour son fonctionnement. Pour sécuriser le réseau des équipements de protection seront installé au niveau des points sensibles. Le dimensionnement s'est effectué en deux parties dont la partie maillée et la partie ramifié après la détermination du débit fictif sur chaque tronçon. Le plan de masse du réseau est à l'annexe 1.

IV.9.1. Détermination du débit de dimensionnement des tronçons : le débit fictif.

Les résultats de la détermination du débit fictif de chaque tronçon sont dans le tableau 18 ci-après :

Tableau 18 : calcul de débit fictif

Tronçon	L [m]	Débit en route [l/s]	Nœud		Débit Soutiré [l/s]	Q [l/s]		Q _{fictif} [l/s]
			Amont	Aval		0,75	Amont	
Partie ramifiée du réseau de distribution								
CE_N1	98,47	0,00	CE	N1	0,00	13,01	13,01	13,01
N1_N2	675,10	0,06	N1	N2	0,06	3,82	3,76	3,79
N2_N3	341,56	0,03	N2	N3	0,03	3,76	3,72	3,74
N3_N4	544,27	0,05	N3	N4	0,05	3,72	3,68	3,70
N4_N5	341,36	0,03	N4	N5	0,03	3,68	3,64	3,66
N8_N10	148,00	0,01	N8	N10	0,01	0,78	0,77	0,78
N10_BF1	199,10	0,02	N10	BF1	0,77	0,77	0,75	0,76
N9_N11	49,52	0,00	N9	N11	0,00	2,67	2,66	2,66
N11_BF2	72,31	0,01	N11	BF2	0,76	0,76	0,75	0,75
N11_N12	433,76	0,04	N11	N12	0,04	2,60	2,56	2,58
N12_N13	585,23	0,05	N12	N13	0,05	1,81	1,75	1,78
N13_BF3	60,40	0,01	N13	BF3	0,76	0,76	0,75	0,75
N13_N14	502,23	0,05	N13	N14	0,05	1,00	0,95	0,98
N14_N15	529,96	0,05	N14	N15	0,05	0,95	0,90	0,93
N15_N16	419,80	0,04	N15	N16	0,04	0,90	0,87	0,89

Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

Tronçon	L [m]	Débit en route [l/s]	Nœud		Débit Soutiré [l/s]	Q [l/s]		Q _{fictif} [l/s]
			Amont	Aval		Amont	Aval	
N16_N17	578,64	0,05	N16	N17	0,05	0,87	0,81	0,84
N17_N18	566,53	0,05	N17	N18	0,05	0,81	0,76	0,79
N18_BF4	125,90	0,01	N18	BF4	0,76	0,76	0,75	0,76
N1_N19	815,10	0,07	N1	N19	0,07	9,19	9,12	9,16
N19_N20	717,49	0,07	N19	N20	0,07	9,12	9,05	9,09
N20_N21	570,23	0,05	N20	N21	0,05	9,05	9,00	9,03
N21_N22	466,11	0,04	N21	N22	0,04	9,00	8,96	8,98
N22_N23	530,45	0,05	N22	N23	0,05	8,96	8,91	8,94
N23_N24	544,53	0,05	N23	N24	0,05	8,91	8,86	8,89
N24_N25	629,26	0,06	N24	N25	0,06	8,86	8,80	8,84
N25_N26	413,30	0,04	N25	N26	0,04	8,80	8,77	8,79
N26_N27	52,09	0,00	N26	N27	0,00	2,48	2,47	2,47
N27_N28	215,20	0,02	N27	N28	0,02	0,77	0,75	0,76
N28_BF5	35,28	0,00	N28	BF5	0,75	0,75	0,75	0,75
N27_N29	340,30	0,03	N27	N29	0,03	1,70	1,67	1,68
N29_N30	357,20	0,03	N29	N30	0,03	0,80	0,77	0,79
N30_BF6	226,20	0,02	N30	BF6	0,77	0,77	0,75	0,76
N29_N31	471,37	0,04	N29	N31	0,04	0,86	0,82	0,84
N31_N32	577,09	0,05	N31	N32	0,05	0,82	0,77	0,80
N32_BF7	189,90	0,02	N32	BF7	0,77	0,77	0,75	0,76
N26_N33	310,51	0,03	N26	N33	0,03	6,29	6,26	6,28
N33_N34	703,33	0,06	N33	N34	0,06	6,26	6,20	6,23
N34_N35	306,11	0,03	N34	N35	0,03	0,88	0,85	0,86
N35_N36	558,82	0,05	N35	N36	0,05	0,85	0,80	0,82
N36_N37	344,08	0,03	N36	N37	0,03	0,80	0,77	0,78
N37_BF8	165,40	0,02	N37	BF8	0,77	0,77	0,75	0,76
N34_N38	184,10	0,02	N34	N38	0,02	5,32	5,31	5,32
N38_BF9	57,83	0,01	N38	BF9	0,76	0,76	0,75	0,75
N38_N39	390,74	0,04	N38	N39	0,04	4,55	4,51	4,53
N39_N40	655,70	0,06	N39	N40	0,06	4,51	4,45	4,49
N40_N41	654,01	0,06	N40	N41	0,06	4,45	4,40	4,43
N41_N42	461,61	0,04	N41	N42	0,04	4,40	4,35	4,38
N42_N43	769,77	0,07	N42	N43	0,07	4,35	4,28	4,32
N43_N44	615,91	0,06	N43	N44	0,06	4,28	4,23	4,26
N44_N45	435,72	0,04	N44	N45	0,04	4,23	4,19	4,21
N45_N46	413,43	0,04	N45	N46	0,04	4,19	4,15	4,17
N46_BF10	110,70	0,01	N46	BF10	0,76	0,76	0,75	0,76
N46_N47	747,60	0,07	N46	N47	0,07	3,39	3,32	3,36
N47_N48	31,33	0,00	N47	N48	0,00	2,41	2,40	2,40
N48_N49	282,20	0,03	N48	N49	0,03	0,78	0,76	0,77
N49_BF11	63,40	0,01	N49	BF11	0,76	0,76	0,75	0,75
N48_N50	213,70	0,02	N48	N50	0,02	1,62	1,60	1,61
N50_BF12	25,54	0,00	N50	BF12	0,75	0,75	0,75	0,75

Tronçon	L [m]	Débit en route [l/s]	Nœud		Débit Soutiré [l/s]	Q [l/s]		Q _{fictif} [l/s]
			Amont	Aval		Amont	Aval	
N50_N51	526,34	0,05	N50	N51	0,05	0,85	0,80	0,83
N51_N52	543,49	0,05	N51	N52	0,05	0,80	0,75	0,78
N52_BF13	10,59	0,00	N52	BF13	0,75	0,75	0,75	0,75
N47_N53	441,63	0,04	N47	N53	0,04	0,91	0,87	0,90
N53_N54	352,91	0,03	N53	N54	0,03	0,87	0,84	0,86
N54_N55	314,20	0,03	N54	N55	0,03	0,84	0,81	0,83
N55_N56	286,14	0,03	N55	N56	0,03	0,81	0,79	0,80
N56_BF14	407,80	0,04	N56	BF14	0,79	0,79	0,75	0,77
Partie maillée du réseau de distribution								
N5_N6	133,4	0,01	N5	N6	0,01	1,82	1,81	1,82
N6_N7	752,4	0,07	N6	N7	0,07	1,81	1,74	1,78
N7_N8	597,3	0,05	N7	N8	0,05	1,74	1,69	1,72
N8_N9	511	0,05	N8	N9	0,05	0,90	0,86	0,88
N9_N5	796,1	0,07	N9	N5	0,07	-1,75	-1,82	-1,78

IV.9.2. Dimensionnement de la partie maillée

Il s'agit de déterminer les diamètres commerciaux, les débits corrigés après plusieurs simulations pour obtenir un $\Delta H = 0$ et $\Delta q \approx 0$, les vitesses et la pressions aux nœuds. La détermination des résultats a été fait en calculant les pertes de charge par la formule de Darcy-Weidbach et la formule de Manning-Strickler. Les tableau 19 et 20 représentent respectivement les résultats selon Darcy- Weidbach et selon Manning- Strickler.

Tableau 19 : Partie Maillée par Darcy-Weisbach

Tronçons	L [m]	Q [m³/s]	D _{th} [mm]	D _{com} PN10 [mm]		λ	ΔH _(D-W) [m]	ΔH/Q	Δq [m³/s]	Q _{cor} [m³/s]	V [m/s]	N _{Aval}	Z _{tn} [m]	Z _{min} [m]	P (D-W) [m]
				D _{int} [mm]	DN [mm]										
N5_N6	133,4	0,0011	38,19	55,40	63,00	0,03	0,84	731,76	3,42E-08	0,0011	0,48	N6	335,85	341,69	22,22
N6_N7	752,4	0,0011	37,56	55,40	63,00	0,03	4,44	4012,56		0,0011	0,46	N7	337,36	346,80	16,27
N7_N8	597,3	0,0010	36,48	55,40	63,00	0,03	3,17	3034,02		0,0010	0,43	N8	333,77	341,94	16,68
N8_N9	511	0,0002	16,46	55,40	63,00	0,04	0,16	741,49		0,0002	0,09	N9	334,64	339,80	15,66
N9_N5	796,1	-0,0025	55,89	66,00	75,00	0,03	-8,61	3510,56		-0,0025	0,72	N5	337,6	333,99	12,70
							Σ	0,00	12030,38						

Tableau 20 : Partie maillée par Manning-Strickler

Tronçons	L [m]	Q [m³/s]	D _{th} [mm]	D _{com} PN10 [mm]		ΔH _(M-S) [m]	ΔH/Q	Δq [m³/s]	Q _{cor} [m³/s]	V [m/s]	N _{Aval}	Z _{tn} [m]	Z _{min} [m]	P _{neud} (M-S) (m)
				D _{int} [mm]	DN [mm]									
N5_N6	133,4	0,0012	38,55	55,40	63,00	0,69	587,22	7,00E-11	0,0012	0,48	N6	335,85	341,54	20,04
N6_N7	752,4	0,0011	37,92	55,40	63,00	3,62	3205,26		0,0011	0,47	N7	337,36	345,98	14,91
N7_N8	597,3	0,0011	36,86	55,40	63,00	2,57	2404,08		0,0011	0,44	N8	333,77	341,34	15,93
N8_N9	511	0,0002	17,28	55,40	63,00	0,11	451,87		0,0002	0,10	N9	334,64	339,75	14,95
N9_N5	796,1	-0,0024	55,64	66,00	75,00	-6,98	2869,65		-0,0024	0,71	N5	337,6	335,62	11,99
						Σ	0,00	9518,07						

De ces résultats nous constatons que les pertes de charges et les pressions déterminées par la formule de Darcy-Weisbach sont sensiblement supérieures à celles déterminées par la formule de Manning Strickler. Pour cette partie les conditions de pressions sont vérifiées car comprises entre 12,62 mCE et 22,22 mCE pour Darcy et 11,99 mCE et 20,04 mCE pour Manning. Les vitesses sont quasi égales et respecte l'hypothèse de départ qui est $0,3m/s \leq U \leq 1,2m/s$ sauf la vitesse du tronçon N8-N9 qui est **0,1 m/s** inférieure à la vitesse minimum.

IV.9.3. Dimensionnement de la partie ramifiée

Tout comme dans la partie maillée, dans la partie ramifiée les diamètres commerciaux ont été choisis après les calculs de diamètre théorique à partir des débits fictifs, les vitesses ont été déterminées à partir des diamètres commerciaux. Les pressions sont calculées à partir de la formule (56) qui inclue les pertes de charge que nous avons déterminé par la formule de Darcy-Weisbach (30) et celle de Manning-Strickler (31).

Le tableau 21 présente les résultats des calculs des diamètres, les vitesses et les pressions.

Tableau 21 : Dimensionnement de la partie ramifiée

Tronçons	L [m]	Q [m ³ /s]	D _{th} [mm]	D _{com} PN10 (mm)		V [m/s]	λ	ΔH (D-W) [m]	N _{aval}	Z _{tn} [m]	Z _{mine} [m]	P _{nœud} (D-W) [mCE]	ΔH (M-S) [m]	Z _{mine} [m]	P _{nœud} (M-S) [mCE]
				D _{int} [mm]	DN [mm]										
CE_N1	98,47	0,013	128,71	141,00	160,00	0,83	0,02	0,55	N1	363,73	369,28	13,33	0,431	369,16	7,71
N1_N2	675,10	0,004	69,47	79,20	90,00	0,77	0,02	6,62	N2	355,30	367,47	15,13	5,437	366,17	10,70
N2_N3	341,56	0,004	69,03	79,20	90,00	0,76	0,02	3,27	N3	352,53	367,97	14,63	2,682	366,08	10,79
N3_N4	544,27	0,004	68,66	79,20	90,00	0,75	0,02	5,11	N4	341,57	362,13	20,48	4,183	359,30	17,57
N4_N5	341,36	0,004	68,28	79,20	90,00	0,74	0,02	3,14	N5	337,60	361,29	21,31	2,565	357,90	18,97
N8_N10	148,00	0,001	31,43	55,40	63,00	0,32	0,03	0,46	N10	336,27	368,87	13,73	0,336	363,78	13,09
N10_BF1	199,10	0,001	31,11	55,40	63,00	0,32	0,03	0,59	BF1	337,21	370,41	12,20	0,434	365,15	11,72
N9_N11	49,52	0,003	58,24	79,20	90,00	0,54	0,03	0,25	N11	334,55	367,11	15,49	0,197	362,02	14,85
N11_BF2	72,31	0,001	30,98	55,40	63,00	0,31	0,03	0,21	BF2	335,24	368,01	14,59	0,155	362,87	14,00
N11_N12	433,76	0,003	57,37	79,20	90,00	0,52	0,03	2,08	N12	333,13	367,77	14,83	1,625	362,23	14,64
N12_N13	585,23	0,002	47,65	66,00	75,00	0,52	0,03	3,50	N13	332,77	370,91	11,70	2,760	364,63	12,24
N13_BF3	60,40	0,001	30,96	55,40	63,00	0,31	0,03	0,18	BF3	333,26	371,57	11,03	0,129	365,25	11,62
N13_N14	502,23	0,001	35,29	55,40	63,00	0,41	0,03	2,36	N14	330,75	371,25	11,36	1,812	364,42	12,45
N14_N15	529,96	0,001	34,43	55,40	63,00	0,39	0,03	2,28	N15	328,85	371,62	10,98	1,733	364,25	12,62
N15_N16	419,80	0,001	33,61	55,40	63,00	0,37	0,03	1,65	N16	328,71	373,13	9,47	1,246	365,36	11,51
N16_N17	578,64	0,001	32,75	55,40	63,00	0,35	0,03	2,07	N17	328,40	374,89	7,71	1,548	366,60	10,27
N17_N18	566,53	0,001	31,71	55,40	63,00	0,33	0,03	1,80	N18	329,31	377,60	5,00	1,333	368,84	8,03
N18_BF4	125,90	0,001	31,03	55,40	63,00	0,31	0,03	0,37	BF4	327,97	376,63	5,97	0,272	367,77	9,10
N1_N19	815,10	0,009	108,00	141,00	160,00	0,59	0,02	2,34	N19	364,67	372,56	10,04	1,769	371,87	5,00
N19_N20	717,49	0,009	107,58	141,00	160,00	0,58	0,02	2,03	N20	355,36	365,28	17,32	1,533	364,09	12,78
N20_N21	570,23	0,009	107,23	141,00	160,00	0,58	0,02	1,60	N21	350,44	361,96	20,64	1,203	360,38	16,49
N21_N22	466,11	0,009	106,94	141,00	160,00	0,58	0,02	1,29	N22	348,94	361,75	20,85	0,973	359,85	17,02
N22_N23	530,45	0,009	106,67	141,00	160,00	0,57	0,02	1,46	N23	341,75	356,02	26,58	1,096	353,76	23,11
N23_N24	544,53	0,009	106,38	141,00	160,00	0,57	0,02	1,48	N24	339,90	355,65	26,95	1,113	353,02	23,85
N24_N25	629,26	0,009	106,06	123,40	140,00	0,74	0,02	3,29	N25	338,48	357,52	25,09	2,587	354,19	22,68
N25_N26	413,30	0,009	105,77	123,40	140,00	0,73	0,02	2,14	N26	335,37	356,55	26,06	1,681	352,76	24,11

Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

Tronçons	L [m]	Q [m ³ /s]	D _{th} [mm]	D _{com} PN10 (mm)		V [m/s]	λ	ΔH (D-W) [m]	N _{aval}	Z _{tn} [m]	Z _{mine} [m]	P _{néud} (D-W) [mCE]	ΔH (M-S) [m]	Z _{mine} [m]	P _{néud} (M-S) [mCE]
				D _{int} [mm]	DN [mm]										
N26_N27	52,09	0,002	56,11	66,00	75,00	0,72	0,03	0,57	N27	336,12	357,87	24,74	0,472	353,98	22,89
N27_N28	215,20	0,001	31,19	55,40	63,00	0,32	0,03	0,64	N28	336,53	358,92	23,68	0,474	354,86	22,01
N28_BF5	35,28	0,001	30,94	55,40	63,00	0,31	0,03	0,10	BF5	337,13	359,62	22,98	0,075	355,54	21,33
N27_N29	340,30	0,002	46,30	66,00	75,00	0,49	0,03	1,83	N29	338,20	361,77	20,83	1,430	357,49	19,38
N29_N30	357,20	0,001	31,69	55,40	63,00	0,33	0,03	1,13	N30	341,39	366,10	16,51	0,838	361,52	15,35
N30_BF6	226,20	0,001	31,14	55,40	63,00	0,32	0,03	0,67	BF6	343,65	369,03	13,57	0,495	364,27	12,60
N29_N31	471,37	0,001	32,78	55,40	63,00	0,35	0,03	1,69	N31	341,21	366,47	16,13	1,266	361,76	15,11
N31_N32	577,09	0,001	31,84	55,40	63,00	0,33	0,03	1,86	N32	347,62	374,75	7,86	1,380	369,55	7,32
N32_BF7	189,90	0,001	31,10	55,40	63,00	0,32	0,03	0,56	BF7	348,70	376,39	6,21	0,413	371,05	5,82
N26_N33	310,51	0,006	89,41	96,80	110,00	0,85	0,02	2,88	N33	334,19	358,24	24,36	2,353	353,93	22,94
N33_N34	703,33	0,006	89,09	96,80	110,00	0,85	0,02	6,43	N34	333,69	364,18	18,42	5,255	358,68	18,19
N34_N35	306,11	0,001	33,15	55,40	63,00	0,36	0,03	1,14	N35	329,41	361,04	21,56	0,860	355,26	21,61
N35_N36	558,82	0,001	32,40	55,40	63,00	0,34	0,03	1,92	N36	328,09	361,64	20,96	1,433	355,38	21,49
N36_N37	344,08	0,001	31,56	55,40	63,00	0,32	0,03	1,08	N37	330,39	365,02	17,58	0,794	358,47	18,40
N37_BF8	165,40	0,001	31,07	55,40	63,00	0,31	0,03	0,49	BF8	329,53	364,65	17,95	0,359	357,97	18,90
N34_N38	184,10	0,005	82,26	96,80	110,00	0,72	0,02	1,25	N38	332,00	363,74	18,87	1,000	357,99	18,88
N38_BF9	57,83	0,001	30,96	55,40	63,00	0,31	0,03	0,17	BF9	331,49	363,40	19,21	0,124	357,61	19,26
N38_N39	390,74	0,005	75,98	96,80	110,00	0,62	0,02	1,97	N39	329,01	362,71	19,89	1,545	356,55	20,32
N39_N40	655,70	0,004	75,59	96,80	110,00	0,61	0,02	3,24	N40	326,27	363,21	19,39	2,539	356,35	20,52
N40_N41	654,01	0,004	75,09	96,80	110,00	0,60	0,02	3,15	N41	321,61	361,70	20,90	2,466	354,15	22,72
N41_N42	461,61	0,004	74,65	96,80	110,00	0,59	0,02	2,17	N42	319,44	361,71	20,90	1,700	353,68	23,19
N42_N43	769,77	0,004	74,18	96,80	110,00	0,59	0,02	3,54	N43	314,75	360,56	22,04	2,764	351,76	25,11
N43_N44	615,91	0,004	73,63	96,80	110,00	0,58	0,02	2,76	N44	312,15	360,72	21,89	2,146	351,30	25,57
N44_N45	435,72	0,004	73,20	96,80	110,00	0,57	0,02	1,91	N45	308,97	359,44	23,16	1,484	349,61	27,26
N45_N46	413,43	0,004	72,86	96,80	110,00	0,57	0,02	1,78	N46	308,71	360,96	21,64	1,382	350,73	26,14
N46_BF10	110,70	0,001	31,02	55,40	63,00	0,31	0,03	0,32	BF10	308,76	361,34	21,26	0,238	351,02	25,85
N46_N47	747,60	0,003	65,39	79,20	90,00	0,68	0,02	5,85	N47	363,04	19,56	19,24	4,727	351,69	25,18
N47_N48	31,33	0,002	55,33	66,00	75,00	0,70	0,03	0,33	N48	364,46	18,15	17,82	0,269	353,04	23,83

Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

Tronçons	L [m]	Q [m ³ /s]	D _{th} [mm]	D _{com} PN10 (mm)		V [m/s]	λ	ΔH (D-W) [m]	N _{aval}	Z _{tn} [m]	Z _{mine} [m]	P _{nœud} (D-W) [mCE]	ΔH (M-S) [m]	Z _{mine} [m]	P _{nœud} (M-S) [mCE]	
				D _{int} [mm]	DN [mm]											
N48_N49	282,20	0,001	31,31	55,40	63,00	0,32	0,03	0,86	N49	307,66	366,94	15,66	0,631	355,31	21,56	
N49_BF11	63,40	0,001	30,97	55,40	63,00	0,31	0,03	0,18	BF11	307,86	367,33	15,27	0,136	355,64	21,23	
N48_N50	213,70	0,002	45,31	66,00	75,00	0,47	0,03	1,06	N50	307,06	366,55	16,06	0,824	354,90	21,97	
N50_BF12	25,54	0,001	30,93	55,40	63,00	0,31	0,03	0,07	BF12	307,09	366,65	15,95	0,054	354,98	21,89	
N50_N51	526,34	0,001	32,47	55,40	63,00	0,34	0,03	1,82	N51	308,80	370,11	12,49	1,361	358,00	18,87	
N51_N52	543,49	0,001	31,50	55,40	63,00	0,32	0,03	1,69	N52	311,56	374,56	8,05	1,245	362,00	14,87	
N52_BF13	10,59	0,001	30,93	55,40	63,00	0,31	0,03	0,03	BF13	311,22	374,25	8,36	0,023	361,69	15,18	
N47_N53	441,63	0,001	33,79	55,40	63,00	0,37	0,03	1,77	N53	307,74	367,61	14,99	1,339	355,82	21,05	
N53_N54	352,91	0,001	33,09	55,40	63,00	0,36	0,03	1,31	N54	305,72	366,90	15,70	0,984	354,79	22,08	
N54_N55	314,20	0,001	32,49	55,40	63,00	0,34	0,03	1,09	N55	307,96	370,23	12,37	0,815	357,84	19,03	
N55_N56	286,14	0,001	31,95	55,40	63,00	0,33	0,03	0,93	N56	309,75	372,96	9,65	0,693	360,33	16,54	
N56_BF14	407,80	0,001	31,32	55,40	63,00	0,32	0,03	1,24	BF14	308,17	372,62	9,99	0,913	359,66	17,21	
				Minimum	0,31						355,65	5,00			349,61	5,00
				Maximum	0,85						377,60	26,95			371,87	27,26

Les conditions de vitesses et de pressions déterminée à partir des formules de Darcy-Weisbach et Manning-Strickler sont vérifiées car nous avons une vitesse minimale de **0,31 m/s** et maximale de **0,85 m/s** et les pressions comprises entre **[5 ; 26,95 mCE]** pour Darcy et entre **[5 ; 27,26 mCE]** pour Manning.

Z_{\min} max est égale à 377,60 m et 371,87 m ce qui permet d'obtenir un H_{radier} respectivement de **10,91 m** pour Darcy et **5,18 m** pour Manning.

Pour cette étude nous retenons le dimensionnement des pertes de charges par Darcy-Weisbach car étant la situation la plus défavorable. Si elle est vérifiée celle de Manning sera vérifiée. Une valeur de **11 m** sera retenue comme étant la hauteur sous radier du château d'eau.

IV.10. Pose des conduites

La nature de la conduite (PEHD) nécessite une protection, elles seront donc enterrées dans le but de renforcer leur sécurité et garantir leur durabilité. La hauteur minimale et la largeur minimale des fouilles seront calculées (tableau 22) en fonction du diamètre extérieur des conduites. Dans les fouilles les matériaux sont mis du bas vers le haut :

- ✚ un lit de pose en sable d'environ 0,15 m ;
- ✚ une assise plus remblai latéraux (sable) d'épaisseur égal à celle du diamètre extérieur de la conduite ;
- ✚ un remblai initial (sable) d'une épaisseur d'environs 0,20 m ;
- ✚ une bande de signalisation de couleur bleu ;
- ✚ une couche de remblai intérieur (déblai des fouille si réutilisable).

La figure 5 illustre la pose des conduites.

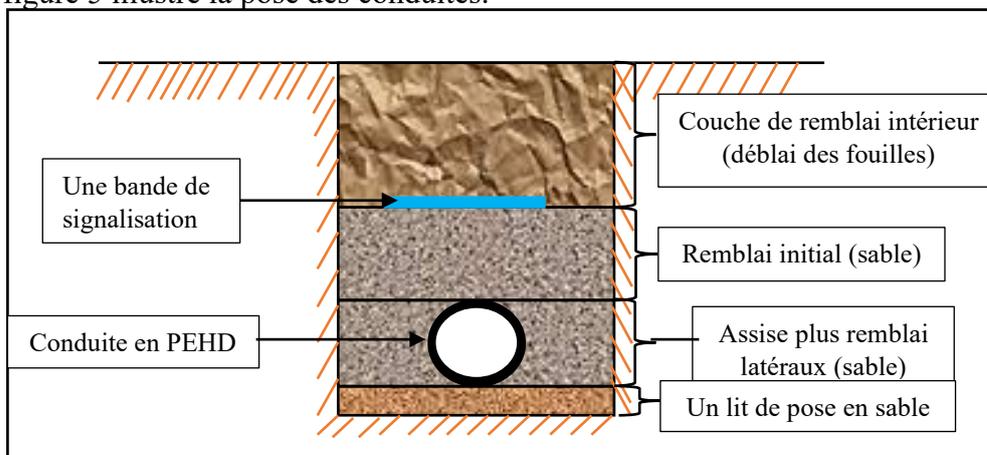


Figure 5: Illustration d'une coupe d'une tranchée en terrain naturelle, source inspiré de (DINEPA, OIEau, et UNICEF 2013)

Tableau 22 : Dimensions des tranchées pour la pose des conduites

Fonction	Nature	D _{int} [mm]	DN [mm]	L [m]	h _{min_tranché} [m]		l _{min_tranché} [m]		Totale L [m]
					Calculée	Retenue	Calculé	Retenue	
Distribution	PEHD PN10	141	160	3742,37	0,96	1,00	0,56	0,60	27598,09
		123,4	140	1042,56	0,94	1,00	0,54	0,60	
		96,8	110	5594,84	0,91	1,00	0,51	0,60	
		79,2	90	3133,16	0,89	0,90	0,49	0,50	
		66	75	2018,75	0,88	0,90	0,48	0,50	
		55,4	63	12066,41	0,86	0,90	0,46	0,50	
Refolement	PEHD PN16	61,4	75	2670,77	0,88	0,90	0,48	0,50	2670,77

La longueur totale des fouilles qui est celle des conduites de distribution (27 598,09 m) et de refolement (2 670,77 m) est 30 268,86 m. Les dimensions des tranchés sont de :

- ✚ 1 m de hauteur et 0,6 m de largeur pour les conduites PN10 DN160, DN140, DN110 ;
- ✚ 0,90 m de hauteur et 0,5 m de largeur pour les conduites PN10 DN90, DN75, DN63 et PN16 DN75

Le carnet des nœuds et les profils en long des conduites seront réalisés respectivement à l'annexe 3 et 2

IV.11. Résultats de la simulation du réseau de distribution sur Epanet 2.0

La figure 6 présente le comportement hydraulique du réseau de distribution grâce à l'outil Epanet 2.0.

Etudes technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Region des Hauts Bassins (Burkina Faso)

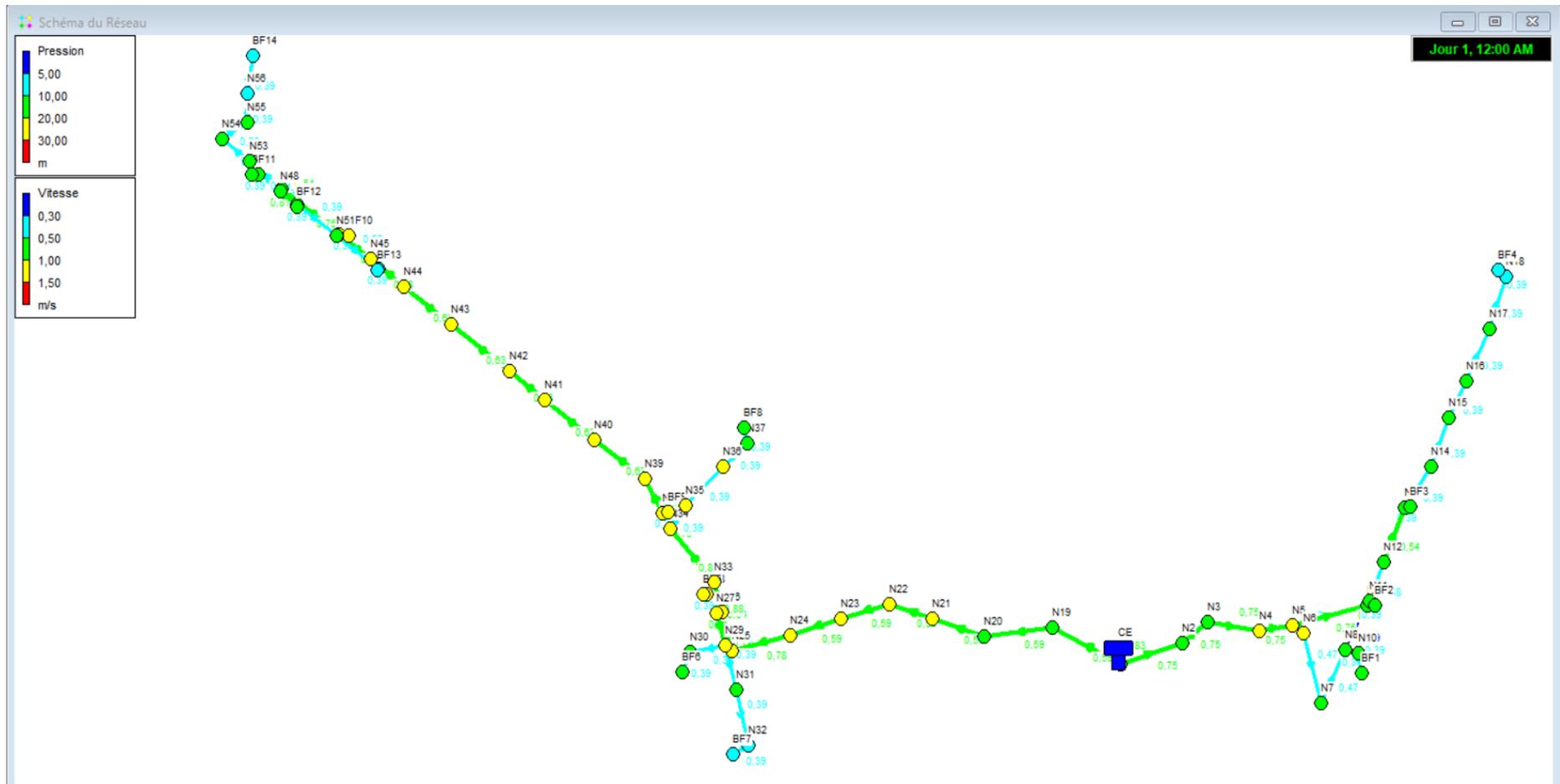


Figure 6 : Simulation des pressions au nœuds et des vitesses dans les conduites sur l'outil Epanet 2.0

L'analyse comparative et la corrélation des valeurs de pressions et de vitesses calculées sur Excel et simulées sur Epanet sont synthétisées dans les figures 7 ; 8 (pression) et 9 ; 10 (vitesses) ci-après :

📊 Analyse comparative et la corrélation entre les pressions

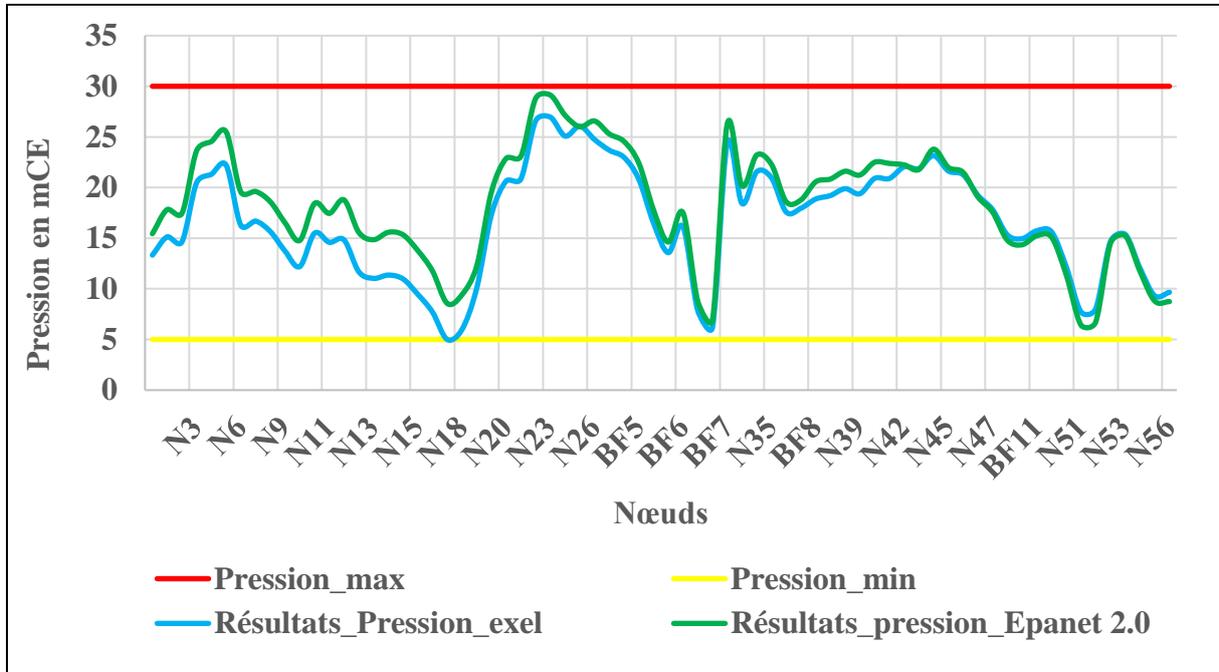


Figure 7 : L'analyse comparative des valeurs de pressions calculées sur Excel et celles simulées sur Epanet 2.0

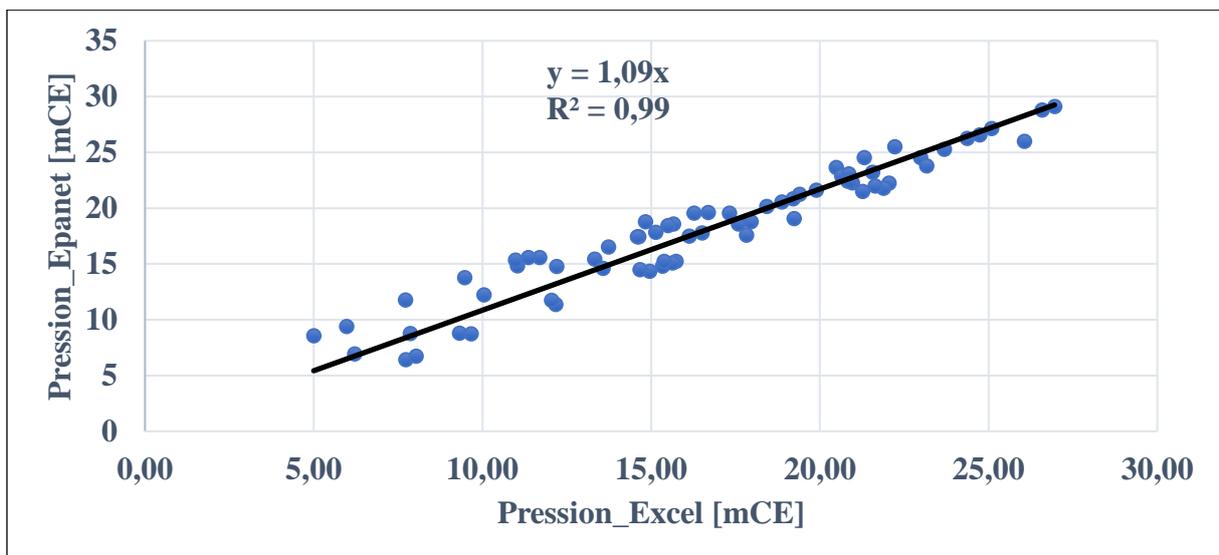


Figure 8 : La corrélation entre les pressions calculées (Excel) et simulé (Epanet 2.0)

L'analyse comparative des pressions montre que les pressions calculées et simulées sont sensiblement égales. Le coefficient de corrélation vient confirmer les résultats de l'étude

comparative avec une valeur très proche de 1 qui est **0,99**. On constate également que les pressions sont comprises entre [5 ; 30 mCE].

📊 Analyse comparative et la corrélation des vitesses

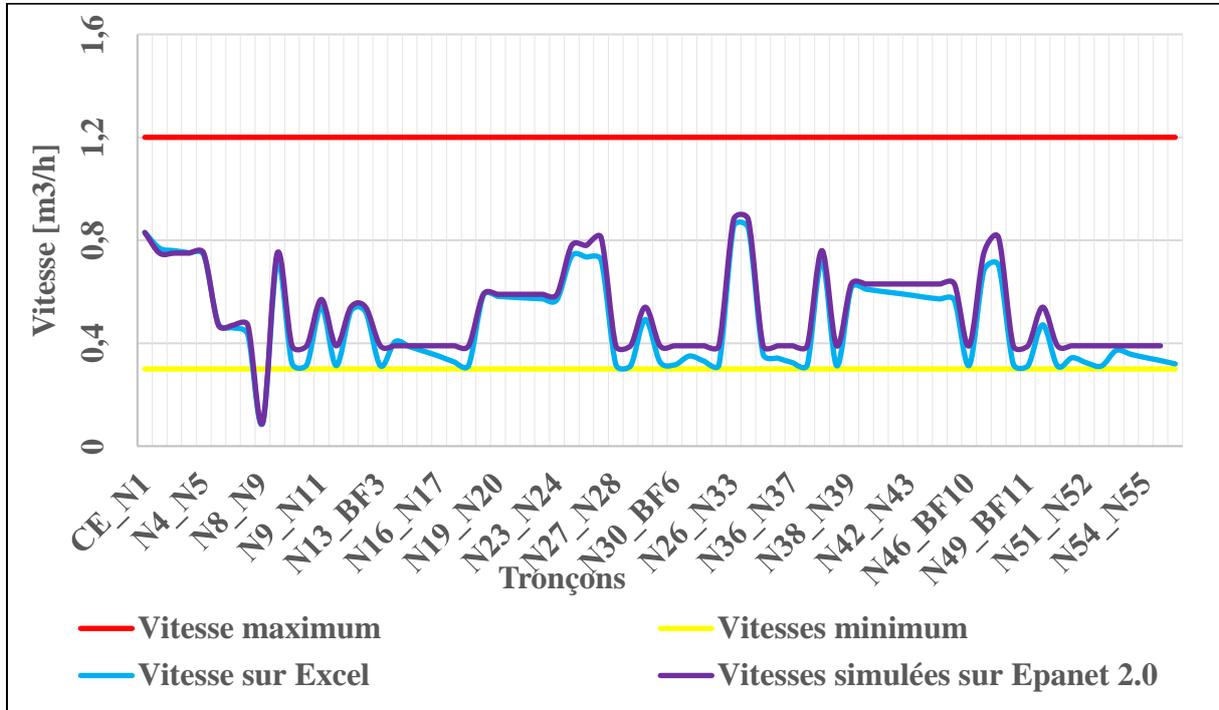


Figure 9 : L'analyse comparative des valeurs de vitesses calculées sur Excel et celles simulées sur Epanet 2.0

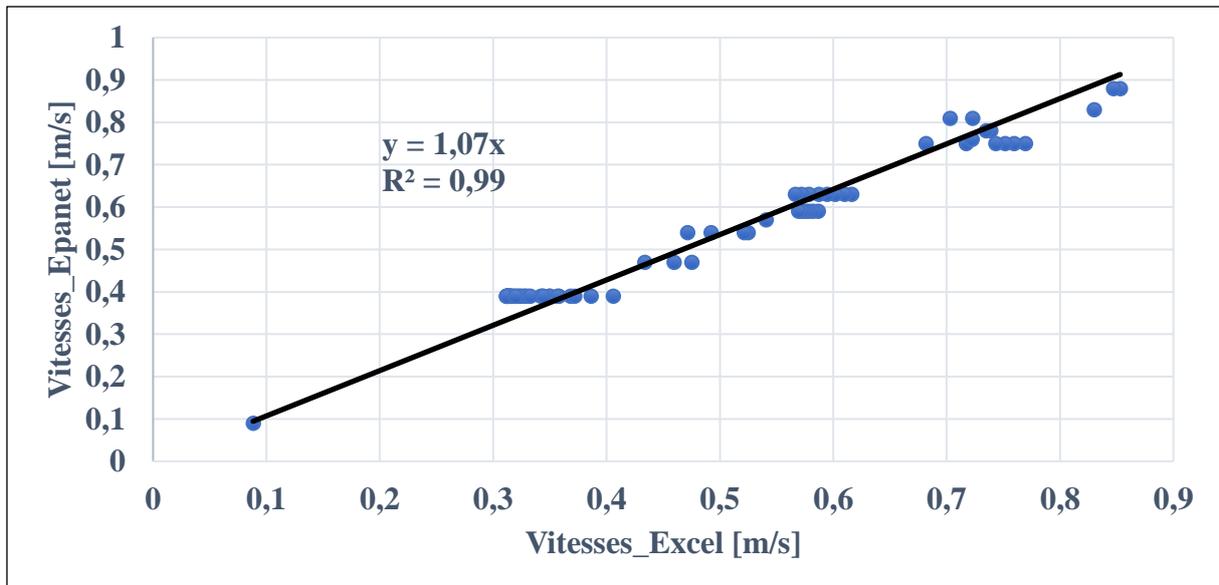


Figure 10 : La corrélation entre les vitesses calculées (Excel) et simulé (Epanet 2.0)

L'analyse comparative (figure 9) des vitesses nous permet de constater que les vitesses calculées et simulées sont sensiblement égales. Le coefficient de corrélation vient confirmer les résultats

de l'analyse comparative avec une valeur très proche de 1 qui est 0,99. Nous remarquons également que la quasi-totalité des vitesses sont comprises entre [0,3 ; 1,2 m/s] qui est notre hypothèse de départ. Cependant nous notons une faible vitesse au niveau du tronçon N8-N9 qui est de 0,09 m/s sur les deux logiciels (Excel et Epanet 2.0) cela pourrait occasionner un dépôt de matières en suspension. Par conséquent nous proposons un suivi régulier de ce tronçon afin d'intervenir en cas de panne.

Les résultats obtenus par la simulation Epanet 2.0 sont à l'annexe 7.

IV.12. Etude d'impact environnementale

La réalisation du projet d'AEP-MV des village Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, région des Hauts Bassins aura des impacts positifs et négatif sur l'environnement.

IV.12.1. Description du projet

La description du projet a été fait dans le point I.2. Présentation du projet dans lequel nous avons situé le contexte justificatif, la problématique, décliné l'objectif général et les objectifs spécifiques et proposés les résultats attendus.

IV.12.2. Description de l'état initial de la zone du projet

Le relief, l'hydrographie, le climatique, la végétation, la géologie et hydrogéologie ont été abordé dans partie II.2. Étude du milieu physique.

Les effets majeurs sur l'environnement et la société du projet sont principalement :

- ✚ la dégradation de la végétation dans les couloirs ;
- ✚ les dégâts matériels (terre, arbres) causés par l'ouverture des couloirs ;
- ✚ les dangers potentiels d'accidents/incidents pour les employés et les populations bénéficiaires ;
- ✚ l'amélioration des conditions de vie des populations bénéficiaires ;
- ✚ les effets économiques directs sur les populations (emplois, développements des activités, créations de revenus, etc.).

IV.12.3. Cadres juridique et institutionnel de mise en œuvre du projet

La législation environnementale nationale est fondée en premier lieu sur la Constitution du Burkina Faso sur le plan juridique. L'article 14 de la Constitution du 02 juin 1991, et ensemble

ses modifications, disposent : « le peuple du Burkina Faso est conscient de l'impératif absolu de préserver l'environnement, tout en reconnaissant que les richesses et les ressources naturelles lui appartiennent ». En outre, l'article 29 du même document dispose : Il est reconnu que le droit à un environnement sain est fondamental. La protection, la défense et la promotion de l'environnement sont des responsabilités qui incombent à tous.

Le décret N°2015- 1187 /PRES- TRANS /PM/ MERH/ MATD /MME/ MS/ MARHASA /MRA/ MICA /MHU/ MIDT/MCT adopté le 22 octobre 2015, définit le champ d'application de l'Etude d'Impacts Environnemental et Social (EIES) et de la Notice d'Impact Environnemental et Social (NIES). Le projet est classé dans la catégorie B en tant que travaux d'installation et de modernisation selon les annexes du même décret. Ce qui signifie l'élaboration d'une NIES sera nécessaire pour la réalisation du projet.

Sur le plan institutionnel, le projet est conduit par le Ministère de l'Environnement de l'Eau et de l'Assainissement (MEEA) qui est responsable de la conception, de l'élaboration, de la coordination et de l'application de la politique d'accès à l'eau du pays. Les EIES/NIES, les audits, le suivi externe des Plan de Gestions Environnementale et social (PGES) et les inspections environnementales sont soumis à l'approbation de l'Agence National de l'Évaluation Environnemental (ANEVE). Une fois que les EIES/NIES ont été évalués, il présente au MEEA un avis technique pour qu'il puisse prendre une décision. C'est au MEEA qu'incombe la responsabilité de délivrer les arrêtés portant Avis conforme de faisabilité environnementale du projet.

IV.12.4. Les impacts et les risques du projet

IV.12.4.1. Les principaux impacts négatifs du projet

- ✚ la destruction de la végétation dans les couloirs ;
- ✚ la perte de terres pour la construction de forages, château et les bornes fontaines et ouvrages annexes (la tête de forage, latrine, bureau, plaque solaire, magasin).

IV.12.4.2. Les principaux impacts positifs du projet

- ✚ Les activités socio-économiques peuvent être stimulées par la disponibilité de l'eau.;
- ✚ la disponibilité d'eau potable est essentielle pour améliorer la qualité de vie des populations bénéficiaires, à la connexion d'infrastructures de santé, d'écoles, de la disponibilité de certains biens et services au fil du temps ;

- ✚ l'augmentation d'emploi temporaire et/ou permanent.

IV.12.4.3. Les principaux risques environnementaux et sociaux du projet sont :

- ❖ En phase de préparation et de construction :
 - ✚ Il y a un risque d'accident lorsqu'on déplace des camions et des engins de chantier;
 - ✚ le danger de se faire mordre par un serpent pendant le débroussaillage ;
 - ✚ le danger d'un accident du travail;
 - ✚ les risques liés à la transmission des infections sexuellement transmissibles (IST), du VIH-SIDA et d'autres maladies transmissibles, dû à l'arrivée sur le site de travailleurs et aux nouvelles habitudes de vie, lié au sexe et aux rencontres ;
- ❖ Pendant la phase d'exploitation, les risques sont principalement associés aux accidents et aux dangers associés aux activités de maintenance.

IV.12.5. Le PGES

Des mesures essentielles ont été établies pour atténuer les impacts négatifs ou améliorer les impacts positifs.

IV.12.5.1. Les mesures de bonification

Augmenter l'importance ou la valeur des impacts positifs d'un projet est possible grâce aux mesures de bonification. Elles concernent, entre autres, la recherche des moyens d'améliorer les revenus et la qualité de vie des populations. Pour ce faire, il faut :

- ✚ engager des travailleurs locaux pour les travaux de construction et d'entretien ;
- ✚ désigner les responsables des bornes fontaines parmi les habitants de la zone, en fonction de leurs capacités ;
- ✚ optimiser le coût du raccordement et les modalités de paiement pour faciliter l'accès à l'eau pour tous ;
- ✚ établir un prix promotionnel lors des premiers raccordements.

IV.12.5.2. Les mesures de compensation

Les mesures compensatoires sont mises en place pour aider les populations touchées par la destruction des biens, tels que les arbres, les champs et les terres, pendant les travaux. La principale préoccupation concerne les indemnisations liées à la perte d'arbres privés.

Avant et pendant les travaux, les entreprises sont tenues d'élaborer et de mettre en œuvre le Plan Hygiène-Santé Sécurité pour gérer les risques.

En ce qui concerne la surveillance environnementale et sociale, il sera essentiel de garantir le respect de toutes les mesures de gestion et des clauses particulières en matière d'environnement et des engagements pris par le promoteur dans le cadre du projet et de proposer, le cas échéant, toute mesure corrective.

Le suivi environnemental pour ce projet se cantonnera à certains aspects de la phase de construction et d'exploitation, tels que le matériel médical, la sécurité et l'emploi local. Il est prévu d'allouer environ 4 750 000 FCFA au budget global pour la mise en œuvre de toutes les mesures environnementales et sociales du PGES répartis en annexe 8 dans le devis quantitatif et estimatif.

IV.13. Résultats de l'étude financière

IV.13.1. Résultats de l'évaluation du coût du projet

Pour réaliser le devis quantitatif et estimatif de l'AEP-MV de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma nous nous sommes inspirés de la mercuriale des prix unitaire des infrastructures hydraulique de Bobo Dioulasso en 2022 mais aussi des études similaires réalisé dans ce domaine. La synthèse de ce devis est fait dans le tableau 23.

Tableau 23 : Coût d'investissement du projet

N°	CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Montant en FCFA
1	DEPLACEMENT-INSTALLATION DU CHANTIER	4 550 000
2	POMPE ET EXHAURE	13 864 000
3	ENERGIE ET RACCORDEMENTS	29 614 500
4	RESEAU D'ADDUCTION	39 246 441
5	POMPE DOSEUSE ET ACCESSOIRES	4 340 950
6	CHÂTEAU D'EAU DE 100 m ³ , H _{radier} =11m	36 300 000
7	RESEAU DE DISTRIBUTION [Tuyauterie, robinetterie et Bornes fontaines (BF)]	285 335 224
8	CONSTRUCTION DES LOCAUX DIVERS ET SYSTEME D'ECLAIRAGE	19 500 000
9	PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE	4 750 000
TOTAL GENERAL HT-HD		437 501 116
TVA (18%)		78 750 201
TOTAL TTC		516 251 317

Le cout total tout taxe comprise d'investissement du projet est de *cinq cent seize millions deux cent cinquante-un mille trois cent dix-sept francs CFA (516 251 317 FCFA)* soit **18 706 FCFA/ml**. Les détails des calculs sont en annexe 8.

IV.13.2. Calcul du prix de revient et du prix de vente du m³ d'eau

Pour la détermination du prix de revient du mètre cube d'eau nous avons déterminé d'une part les dotations aux amortissements d'autre part les charges totales d'exploitation comme définie dans la méthodologie. Les résultats sont présentés dans le tableau 24.

Tableau 24 : Charges d'exploitations et dotation aux amortissement

Dotation aux amortissements	Désignation	Durée de vie [an]	Montant d'investissement [CFA]	Annuité [FCFA/an]	
	Forage équipé	5	8 000 000	1 600 000	
	Groupe électrogène	5	6 000 000	1 200 000	
	Convertisseur	5	1 000 000	200 000	
	Accessoire	10	16 000 000	1 600 000	
Amortissement annuel				4 600 000	
Charges d'exploitation	Désignation	Personnel	Salaires mensuels [FCFA]	Montant annuel [FCFA]	
	Chef de centre	1	70 000	840 000	
	Fontainier	14	45 000	7 560 000	
	Maintenancier	2	50 000	1 200 000	
	Vigiles	8	45 000	4 320 000	
	Charge annuelle du personnel				13 920 000
	Désignation	Fréquence	Durée [par ans]	Montant annuel [FCFA]	
	Entretien du groupe (3mois)	3 mois	4	240 000	
	Maintenance du champ PV	1 mois	12	150 000	
	Entretien du réseau	nd	nd	700 000	
	Contrôle de la qualité de l'eau	2 mois	4	800 000	
	Carburant (j)	60	21 900	14 782 500	
	Chloration (Kg)	0,42	153	229 950	
	La communication	nd	nd	100 000	
	Charge annuelle de production				17 002 450
Charge totale d'exploitation				30 922 450	

La charge annuelle du personnel est de 13 920 000 FCFA celle de production est de 17 002 450 FCFA d'où une charge totale d'exploitation de 30 922 450 FCFA. La dotation aux amortissements s'élève à 6 246 667 FCFA.

Les résultats du calcul du prix de revient du mètre cube sont présentés dans le tableau 25 ci-après.

Tableau 25 : Coût de revient du m³ d'eau

Prix de revient du m³ d'eau		
Désignation	Unité	Total (2050)
Dotations aux amortissements	F CFA	4 600 000
Charges d'exploitation	F CFA	30 922 450
Volume total d'eau produit	m ³	98 941
Volume total d'eau vendu	m ³	89 047
Prix de revient du m³ d'eau	F CFA	399
Prix de vente du m³ d'eau	F CFA	479
Prix de vente du m³ d'eau retenu	F CFA	450

Le prix du m³ de l'eau revient à l'utilisateur à 399 FCFA, nous retenons 450 FCFA comme prix de vente du m³ d'eau car ce prix pourra permettre une gestion durable des installations. L'étude socio-économique a montré que la majorité des usagers est prête à payer le m³ d'eau à 500 FCFA. Les détails de la vente sont faits dans le tableau 26.

Tableau 26 : les tarifs que les usagers sont prêts à payer dans leur majorité

Désignation	Prix en FCFA
Bidon de 20 litres	10
Fut de 200 litres	100
Récipient de 1000 litres	450

IV.14. Mode de gestion du système d'AEP

Pour un service continu et durable de la déserte en eau de consommation de bonnes études et de bonnes réalisations seules ne suffisent pas. La gestion du système reste également un pan important pour assurer la durabilité des systèmes d'approvisionnement en eau potable.

IV.14.1. Quelques modes de gestion rencontrée au Burkina

Il existe plusieurs modes de gestion des ouvrages hydrauliques d'AEP au Burkina Faso parmi lesquels nous pouvons citer :

La gestion déléguée par contrat d'affermage ou d'exploitation

Un fermier ou un exploitant est un acteur privé qui reçoit les travaux déjà effectués et assure la gestion du service en faisant l'avance sur le seul fonds de roulement. Il s'occupe des travaux d'entretien habituels et gère le service à ses risques et périls. La commune charge ce tiers de l'exploitation du service, de l'entretien des installations et de la responsabilité de tout ou partie des investissements de renouvellement. Les principaux acteurs impliqués dans la gestion des systèmes sont la commune (élus et services techniques), l'opérateur privé, l'Associations des Usagers de l'Eau (AUE), les usagers et les fontainiers.

La gestion partagée

La gestion partagée est une forme de gestion déléguée qui s'appuie sur la communauté, en l'occurrence les AUE et la société civile professionnelle. Les principaux acteurs impliqués dans la gestion des systèmes sont la commune, les AUE et l'Association pour le Développement des Adductions d'Eau (ADAE).

La gestion par un établissement public communal pour le développement (EPCD)

L'EPCD (établissement public communal pour le développement) est un service technique qui dépend de la commune. Son organisation et fonctionnement sont définis par un arrêté signé du Maire de la commune.

La gestion communautaire

Elle s'apparente à une gestion en régie communale. Un collectif d'habitants représenté par un Comité ou une Association prend la responsabilité de fournir le service de production et de distribution de l'eau. La vente de l'eau est confiée à des fontainiers, salariés ou rémunérés à la marge, tandis que le comité ou l'association est parfois lié à un prestataire de service pour l'entretien. La Commune représentée par le maire est maître d'ouvrage est fortement impliquée dans la mise en place et la sélection des acteurs afin de pouvoir assurer leur fonction de maîtrise d'ouvrage. Le comité de gestion lui, assure les responsabilités de production et la distribution de l'eau aux usagers mais aussi la gestion financière du système.

La gestion par distribution déléguée

A la différence de la gestion en régie ou dite « communautaire », le comité de gestion n'existe pas. Les principaux acteurs impliqués sont la Commune et les Gérants Privés des bornes

fontaines. La commune a directement confié la délégation de la distribution aux bornes fontaines à des Gérants Privés. Il n'y a pas de contrat de gestion ni de document d'évaluation. La commune assure le renouvellement des équipements qui ne sont pas à la charge de l'État et veille au bon déroulement du service de l'eau.

- ✚ La délégation de la gestion par l'ONEA aux opérateurs privés (Cas particulier des zones péri-urbaines de Ouagadougou)

Dans son contrat-plan avec l'État, la zone d'intervention de l'ONEA ne concerne que la partie viabilisée de la ville de Ouagadougou. Afin de prendre en compte les populations des zones « non loties », l'ONEA a signé des contrats de Délégation de gestion du Service Public d'Eau Potable avec des opérateurs privés. Le mode de fonctionnement de l'opérateur privé diffère très peu de celui de l'ONEA qui a un service composé d'un chef d'exploitation, un agent clientèle, un agent commercial, une caissière et de releveurs.

IV.14.2. Choix du type de contrat pour la gestion de l'AEP-MV des villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma

Pour le présent projet notre choix s'est porté sur le mode de gestion par contrat d'affermage dans le quel ou la gestion est confiée à un fermier qui gère le service et en assume la responsabilité. Dans ce type de contrat le fermier a la responsabilité :

- ✚ de la production et de distribution de l'eau aux usagers ;
- ✚ de l'entretien et la maintenance des ouvrages suivant les clauses du contrat passé avec la commune ;
- ✚ du renouvellement d'une partie des équipements ;
- ✚ d'assurer la gestion financière du système : recouvrement du prix de l'eau, exécution des achats et paiements du personnel et des prestataires ainsi que l'établissement de bilans de gestion.

Le choix se justifie d'une part par le fait que le fermier dispose des ressources humaines et techniques indispensables à sa tâche. Il devra composer en priorité avec les capacités locales susceptibles de l'accompagner dans la mise en œuvre cohérente de sa prestation comme exemple le choix des fonteniers qui sera porté sur la population bénéficiaire. Le fermier a obligation de respecter ses engagements contractuels avec la commune au risque de se voir sanctionner ou résilier son contrat d'affermage.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'AEP-MV de Bonzan-Pougoulie, Dibien et Djindjerma va contribuer à augmenter le niveau de service en eau potable de la commune en générale et en particulier ces trois centres. Dans le cas présent, le projet l'AEP-MV qui concerne les villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti au total, **7 514 personnes** seront desservies soit un taux de déserte de **90%** par **14** bornes fontaines et **103** branchements privés à l'horizon **2050**. Pour assurer les besoins à l'échéance du projet quatre forages à gros débit dont le débit d'exploitation est de **5 m³/h** minimum chacun sera réalisé pour couvrir un débit de **19,4 m³/h** et la mise en place d'un réservoir de capacité **100 m³** pour pouvoir assurer la distribution qui se fera de façon gravitaire. Une hauteur sous radier de **11 m** permettra de respecté les conditions de pressions et de vitesses en fonction des diamètres des conduites choisi sur le catalogue. Le coût global du projet y compris le coût du PGES est estimé à *cinq cent seize millions deux cent cinquante-un mille trois cent dix-sept francs CFA* (**516 251 317 FCFA**). Le prix du mètre cube d'eau sera vendu à *cinq cent francs CFA* (**500 FCFA**) pour permettre une prise en charge de toutes les charges d'exploitation et les dotations aux amortissements.

Recommandation

Pour un service durable de l'eau des recommandations sont faits à l'endroit des acteurs :

- ✚ les différents prestataires doivent veiller au strict respect des spécifications techniques lors de la mise en œuvre selon la réglementation en vigueur au Burkina Faso ;
- ✚ le bureau chargé du contrôle et du suivi des travaux devra s'assurer que les réalisations se fassent en conformité avec les études techniques et suivant les règles préconisées dans le pays ;
- ✚ l'entreprise exécutant doit s'assurer de l'actualisation de tous les paramètres en particulier la ressource en eau et actualiser la partie adduction avant la réalisation du projet ;
- ✚ la commune doit mettre un accent particulier sur le choix du fermier : ceux-ci doivent être retenus parmi des candidats qui tirent essentiellement leur revenu des AEP ;
- ✚ le fermier, pour un service continu, une bonne organisation de gestion technique et financière est requise ;
- ✚ le fermier doit veiller à la surveillance et au contrôle de la qualité de l'eau qui garantiraient d'avantage l'apport en santé publique des populations,

- ✚ le fermier doit veiller à la collecte rationnelle des données d'exploitations permettrait des prévisions de développement des installations ;
- ✚ la commune doit veiller à la mise en place d'un programme de sensibilisation afin de mobiliser les bénéficiaires à bien s'approprier le projet ;
- ✚ le gestionnaire doit faire une promotion de branchements privés pour une meilleure rentabilisation de l'ouvrage et s'inscrire dans la logique du PN-AEP ;

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abounaim, Hajar. 2003. « EPANET 2.0 Simulation Hydraulique et Qualité pour les Réseaux d'Eau sous Pression -Manuel de l'Utilisateur ». *EPANET 2.0-Manuel de l'Utilisateur*, septembre. https://www.academia.edu/40668900/EPANET_2_0_Simulation_Hydraulique_et_Qualit%C3%A9_pour_les_R%C3%A9seaux_dEau_sous_Pression_Manuel_de_lUtilisateur.
- Ait Moussa, Mourad, et Said Ait Izem. 2020. « Étude du coup de bélier dans une conduite en refoulement ».
- Bensana, Amira. 2013. « Etude théorique et expérimentale sur l'optimisation de la conception d'un réseau de distribution de fluides ». Mémoire de master.
- BERA. 2023. « Rapport Socio-économique de l'AEP-MV de Bonzan Pougouli Dibien et Djindjerma ». D'étude socio-économique.
- Berreksi, Ali. 2015. « Cours - Hydraulique 3 - L3 HU - République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de - Studocu ». 2015. <https://www.studocu.com/row/document/universite-de-bejaia/hydraulique-generale/cours-hydraulique-3-l3-hu/44462599>.
- Blanchon, David, et Barbara Casciarri, éd. 2021. *L'accès à l'eau en Afrique : Vulnérabilités, exclusions, résiliences et nouvelles solidarités. L'accès à l'eau en Afrique : Vulnérabilités, exclusions, résiliences et nouvelles solidarités*. Espace et justice. Nanterre: Presses universitaires de Paris Nanterre. <https://doi.org/10.4000/books.pupo.9340>.
- Dadi, Meriem, et Ouarda Mezine. 2018. « Simulation numérique du phénomène de coup de bélier par MATLAB ». Thesis, université Akli Mouhend-Oulhadj de Bouira. <http://dspace.univ-bouira.dz:8080/jspui/handle/123456789/7425>.
- DECRET N°2019-0204. 2019. « DECRET N°2019-0204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS portant définition des normes, critères et indicateurs d'accès à l'eau potable. »
- Dibloui, Sami Edgard. 2023. « Etude Avant-Projet Détaillé pour la réalisation d'un système d'Adduction d'Eau Potable multi-villages (AEP-MV) à Oueguedo-Tisselin-Baskoure-Labretenga dans la commune de Tenkodogo, Région du centre-est au Burkina Faso. » Mémoire de master. Ouagadougou/ Burkina Faso: 2iE.

- DINEPA, OIEau, et UNICEF. 2013. « Guide technique de réalisation de tranchées ». République d'Haïti: Direction Nationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement.
- DIRH, DGIS, et IWACO. 1993. « Carte hydrogéologique du Burkina Faso ». Notice explicative 60.451/29. Burkina Faso: MEA.
- Hubert Machard De Gramont, Alain Nindaoua Savadogo, et Denis Dakoure. 2017. « Amélioration de la connaissance et de la gestion des eaux au Burkina Faso ». P162723.
- INO. 2023. « Inventaire National des Ouvrages hydrauliques ».
- Kaboré, Kiswend-sida Nestor. 2023. « Etude Technique Détaillée d'un Système d'Adduction d'Eau potable Multi-Village dans la commune de Poa : Cas du centre de Ralo-Rogpelcé dans la région du centre-Ouest du Burkina-Faso ». Mémoire de master. Ouagadougou/ Burkina Faso: 2iE.
- Mounirou, Lawani A. 2017. « ESSENTIEL de la Modélisation des Réseaux Hydrauliques en Charge et à Surface Libre ».
- PCD de Koti. 2021. « Plan Communal de Développement de la commune de Koti rapport définitif ». Koti: Mairie de Koti.
- PN-AEP. 2016. « Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable 2016-2030 ».
- RGPH. 2019. « RGPH Cinquième Recensement Général de la Population et de l'Habitation du Burkina Faso ».
- Soubeiga, Desirée. 2016. « Conception et dimensionnement du système d'Alimentation en Eau Potable Simplifié (AEPS) de la localité de Boulsin au Burkina Faso ». Mémoire de master. l'Agence Conseils pour l'Équipement, l'Eau et l'Environnement (AC3E): 2iE.
- Zoungrana, Denis. 2003. « Cours d'Approvisionnement en Eau Potable ». Groupe.

Webographie

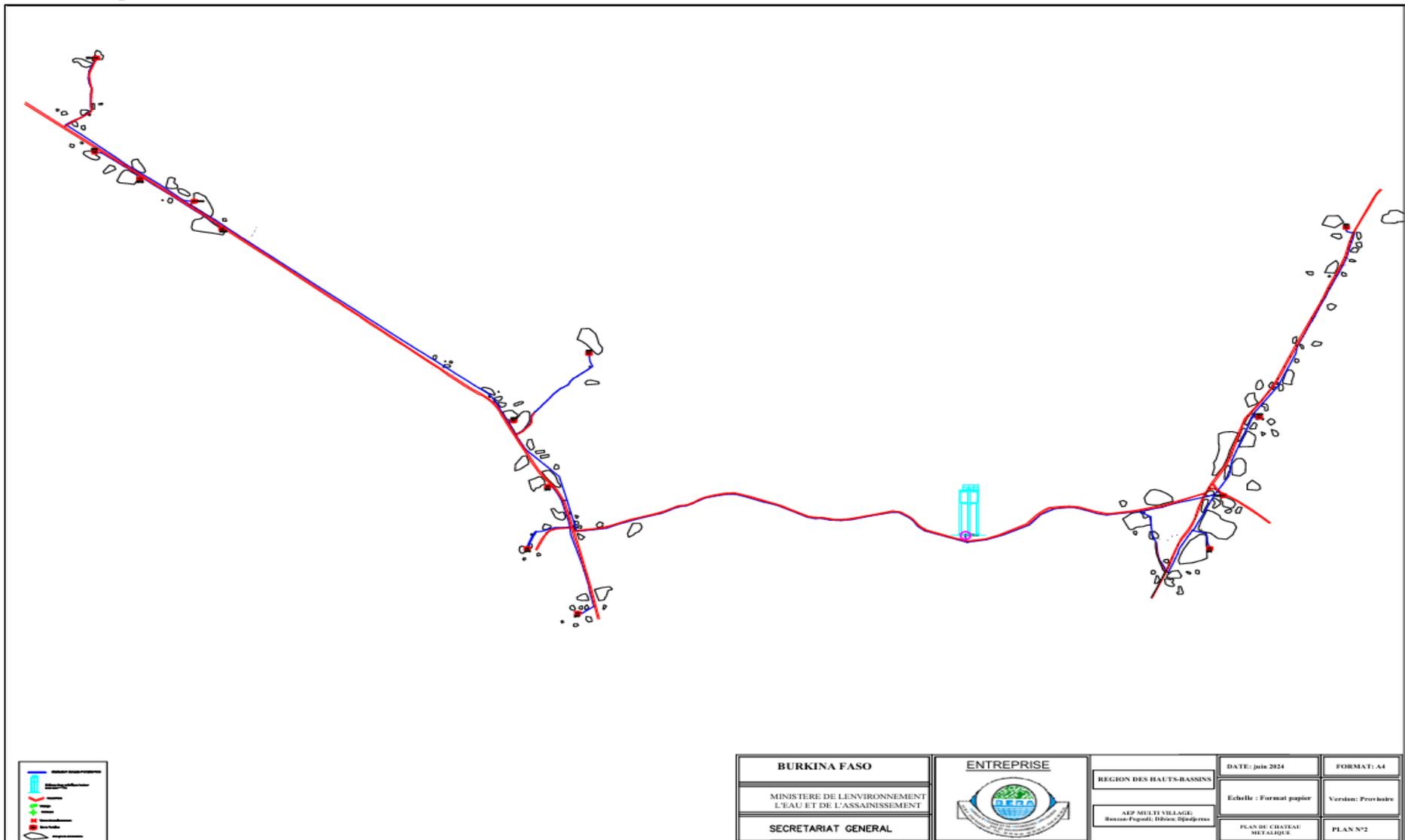
http://virtuelcampus.univ-msila.dz/inst-gtu/wp-content/uploads/2019/04/6-Laachache-Hyd_Urbaine_GTU.pdf

<http://fr.parsethylene-kish.com/spRespLTR/default.aspx?page=document&app=documents&docid=12461&docparid=12321>

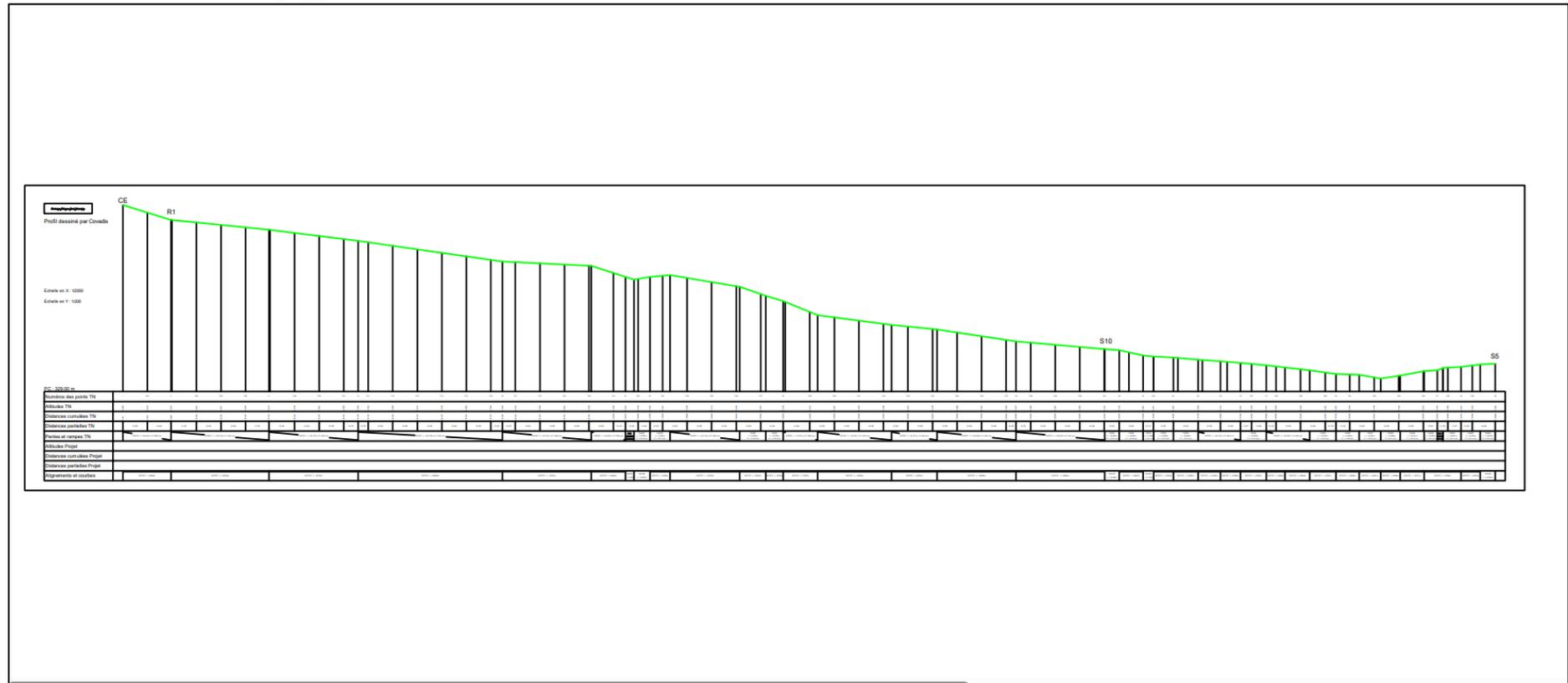
ANNEXES

Annexe 1 : plan de masse	b
Annexe 2 : Profil en long type d'une conduite	c
Annexe 3 : Le carnet des nœuds	d
Annexe 4 : Plan du château	g
Annexe 5 : Coupe de la Tête du forage	h
Annexe 6 : Plan d'une Borne Fontaine	i
Annexe 7 : Résultats de simulation sur Epanet 2.0	i
Annexe 8 : Détails du devis estimatif et quantitatif des travaux de l'AEP-MV de Bonzan-Pougouli, Dibien, Djindjerma	l

Annexe 1 : plan de masse



Annexe 2 : Profil en long type d'une conduite



Annexe 3 : Le carnet des nœuds

CARNET DES NOEUDS DU RESEAU DE DISTRIBUTION				
N° noeuds	SCHEMA	N°	NOMENCLATURE DES PIECES	Nombre
N1		1	adaptateur à bride DN 160	02
		2	adaptateur à bride DN 90	01
		3	Té fte réduit à 3 Brides DN160/90	01
		5	Robinet Vanne à 2 Brides DN 160	01
			Boulon 20/90	16
			Boulon 16/80	4
N8		1	adaptateur à bride DN 63	03
		2	adaptateur à bride DN 90	02
		3	Té fte égale à 3 Brides DN63	02
			Boulon 16/80	48
			bloc de butée	02
N11		1	adaptateur à bride DN 90	02
		2	adaptateur à bride DN 63	01
		3	Té fte réduit à 3 Brides DN80/60	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 60	01
			Boulon 20/90	16
			Boulon 16/80	4
N5 N9 N47		1	adaptateur à bride DN 63	01
		2	adaptateur à bride DN 90	01
		3	adaptateur à bride DN 75	01
		4	Té fte réduit à 3 Brides DN100/80	01
		5	Cône Fte reduit 2B DN 80/65	01
		6	Cône Fte reduit 2B DN 80/60	01
			Boulon 20/90	24
			Boulon 16/80	08
			bloc de butée	01

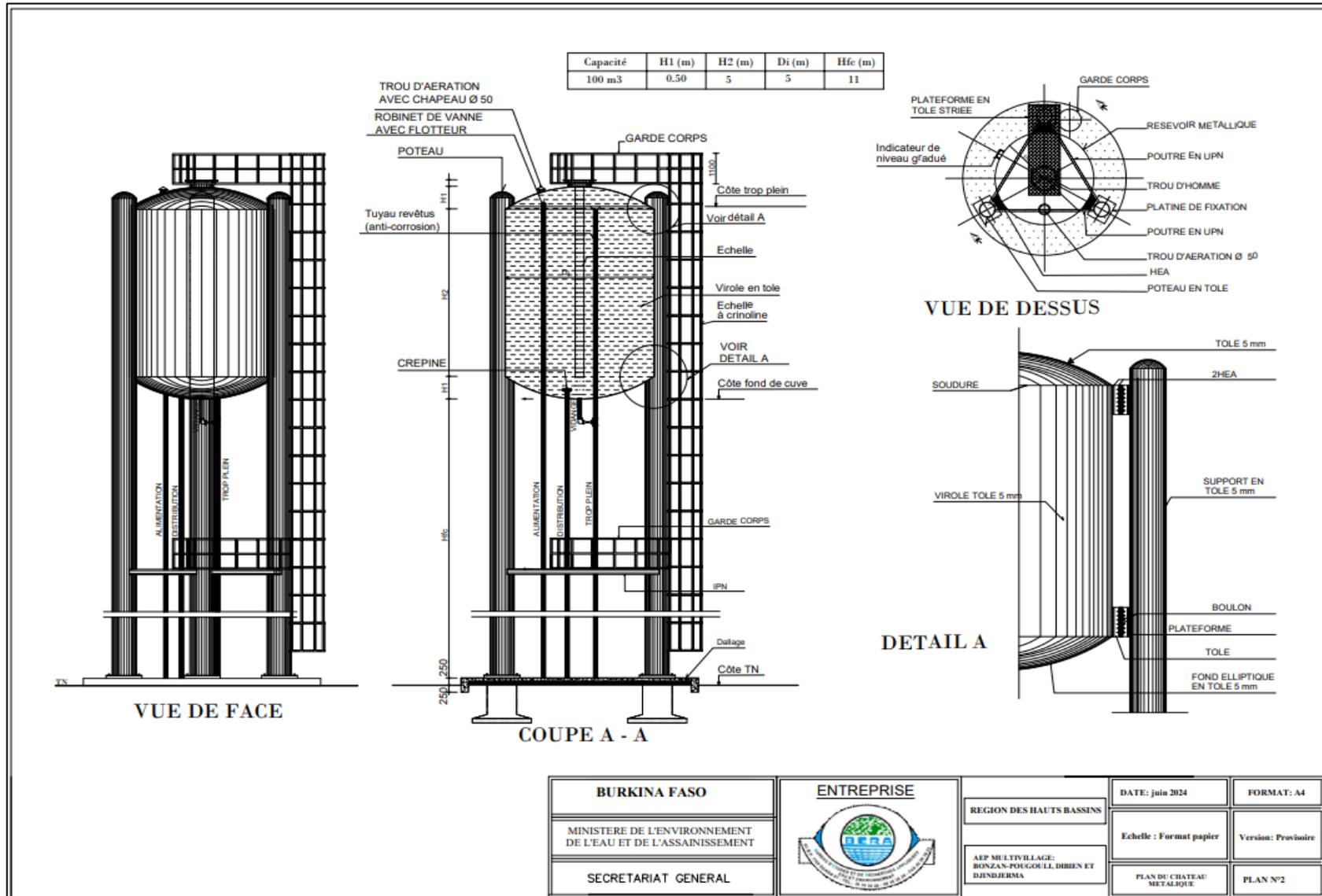
Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

N° noeuds	SCHEMA	N°	NOMENCLATURE DES PIECES	Nombre
N13		1	adaptateur à bride DN 63	02
		2	adaptateur à bride DN 75	01
		3	Té fte égale à 3 Brides DN60	01
		4	Cône Fte réduit 2B DN 80/50	01
			Boulon 20/90	16
			Boulon 16/80	4
			bloc de butée	01
N34 N38		1	adaptateur à bride DN 110	02
		2	adaptateur à bride DN 63	01
		3	Té fte réduit à 3 Brides DN100/60	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 60	01
			Boulon 20/90	16
			Boulon 16/80	4
			bloc de butée	01
N26		1	adaptateur à bride DN 75	01
		2	adaptateur à bride DN 110	01
		3	adaptateur à bride DN 65	01
		4	Té fte réduit à 3 Brides DN125/110	01
		5	Cône Fte réduit 2B DN 110/65	01
		6	Cône Fte réduit 2B DN 110/50	01
			Boulon 20/90	24
			Boulon 16/80	08
	bloc de butée	01		
N12		1	adaptateur à bride DN 63	01
		2	adaptateur à bride DN 110	01
		3	adaptateur à bride DN 90	01
		4	Té fte réduit à 3 Brides DN100/80	01
		5	Cône Fte réduit 2B DN 100/50	01
		6	Cône Fte réduit 2B DN 100/80	01
			Boulon 20/90	24
			Boulon 16/80	08
	bloc de butée	01		

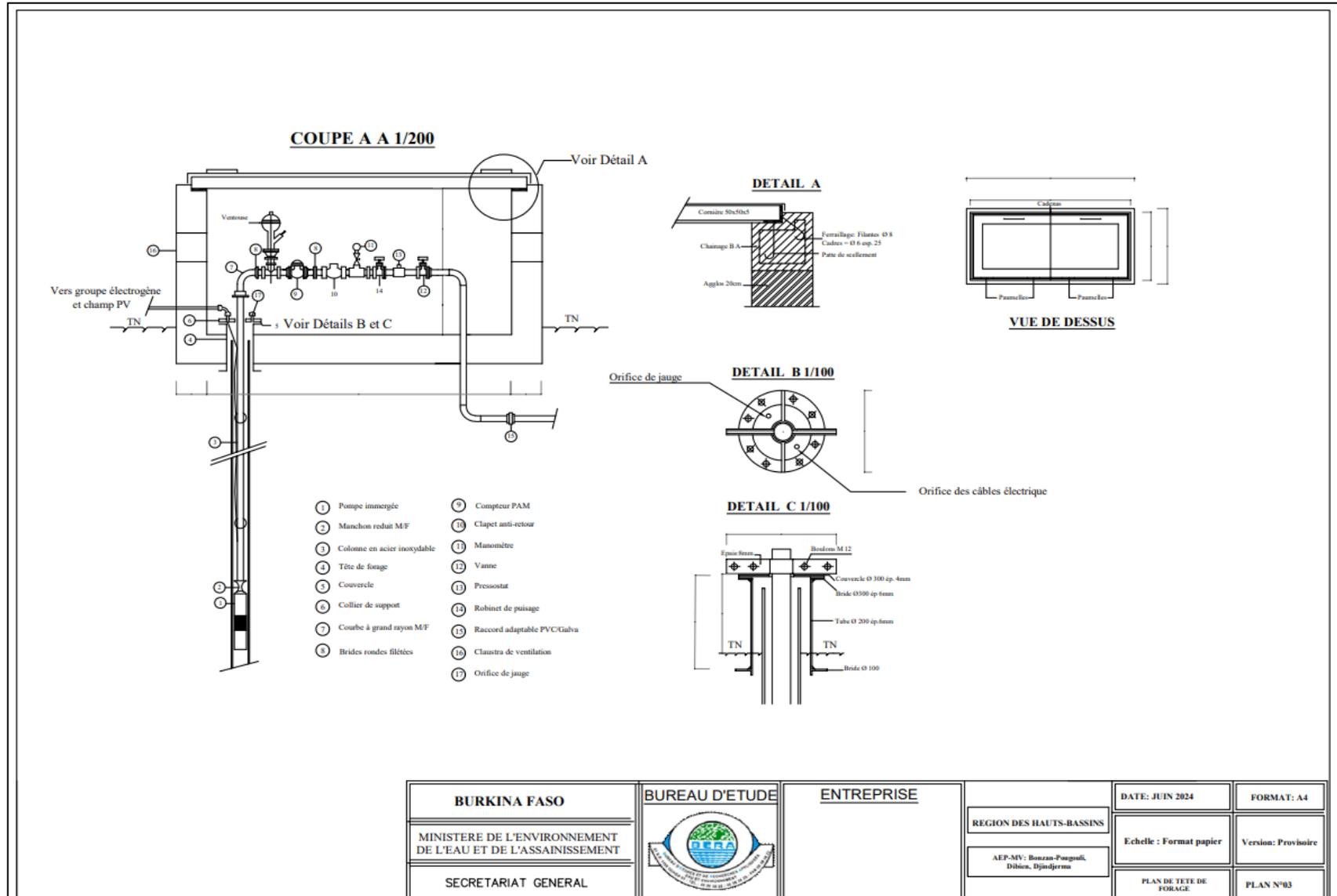
Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

N° noeuds	SCHEMA		NOMENCLATURE DES PIECES	Nombre
N 29 N50		1	adaptateur à bride fte DN 63	02
		2	adaptateur à bride fteDN 75	01
		4	Té égale fte à 3 Brides DN 50	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 75	01
		5	Cône Fte réduit 2B DN 75/63	01
			Boulon 16/80	84
			bloc de butée	01
N27 N48		1	adaptateur à bride fte/PVC DN 75	02
		2	adaptateur à bride fte/PVC DN 63	01
		4	Té égale fte à 3 Brides DN 75	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 63	01
		5	Cône Fte réduit 2B DN 75/63	01
			Boulon 16/80	84
			bloc de butée	01

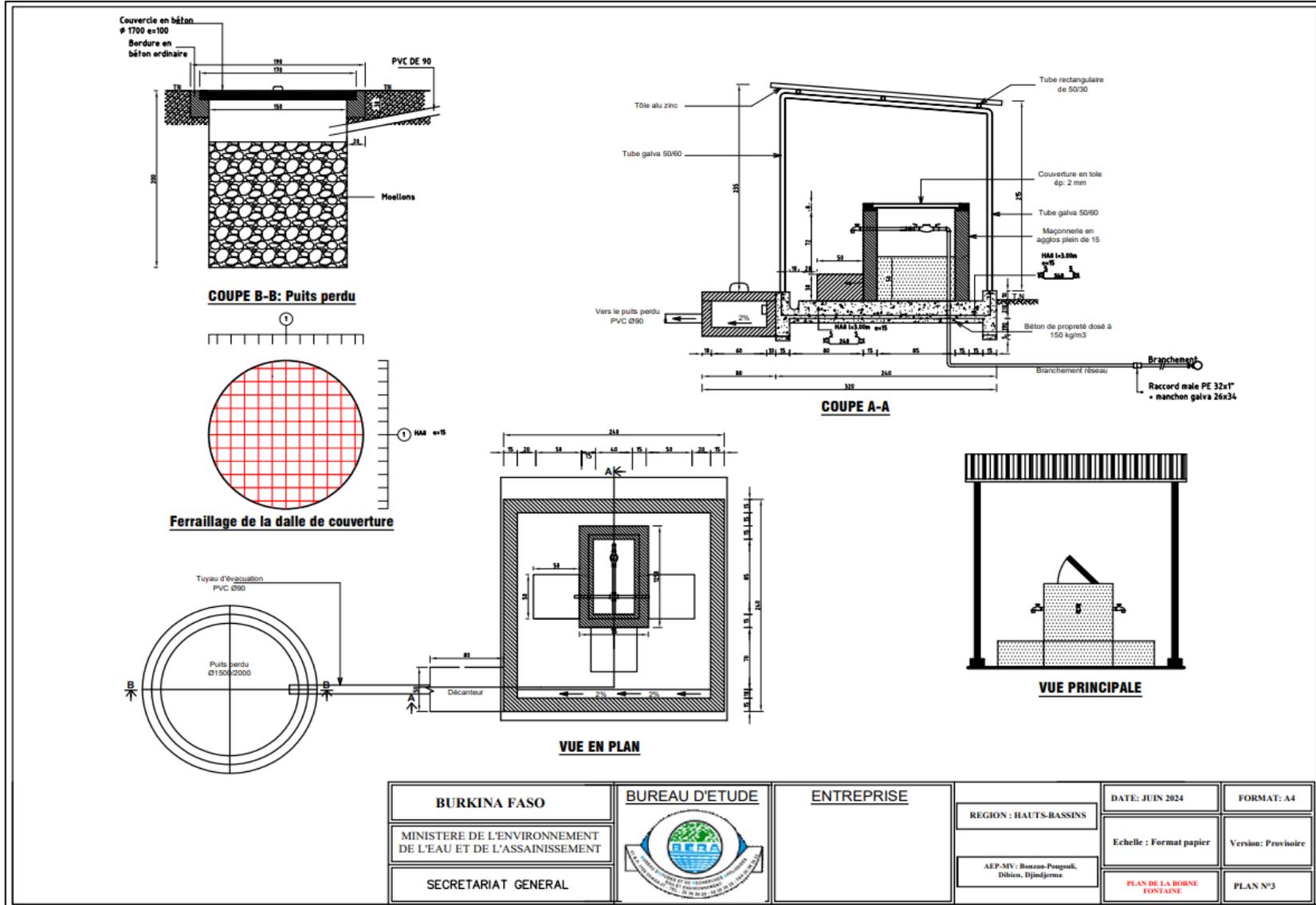
Annexe 4 : Plan du château



Annexe 5 : Coupe de la Tête du forage



Annexe 6 : Plan d'une Borne Fontaine



BURKINA FASO	BUREAU D'ETUDE	ENTREPRISE	REGION : HAUTS-BASSINS	DATE : JUN 2024	FORMAT: A4
MINISTRE DE L'ENVIRONNEMENT DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT				Echelle : Format papier	Version: Provisoire
SECRETARIAT GENERAL			AEP-MV: Bonzan-Pougouli, Dibien, Djindjerma	PLAN DE LA BORSE FONTAINE	PLAN N°3

Annexe 7 : Résultats de simulation sur Epanet 2.0

Tronçons	Q [l/s]	Vitesse	P. Charges	État	Nœuds	Charges	Pression
CE_N1	13,00	0,83	5,27	Ouvert	N1	379,17	15,44
N1_N2	3,71	0,75	8,95	Ouvert	N2	373,13	17,83
N2_N3	3,71	0,75	8,95	Ouvert	N3	370,07	17,44
N3_N4	3,71	0,75	8,95	Ouvert	N4	365,21	23,64
N4_N5	3,71	0,75	8,95	Ouvert	N5	362,15	24,55
N5_N6	1,14	0,47	5,91	Ouvert	N6	361,36	25,51
N6_N7	1,14	0,47	5,91	Ouvert	N7	356,92	19,56
N7_N8	1,14	0,47	5,91	Ouvert	N8	353,39	19,62
N8_N9	0,21	0,09	0,29	Ouvert	N9	353,24	18,6
N9_N5	2,57	0,75	11,2	Ouvert	N5	362,15	13,64
N8_N10	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N10	352,79	16,52
N10_BF1	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF1	351,99	14,78
N9_N11	2,79	0,57	5,23	Ouvert	N11	352,98	18,43
N11_BF2	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF2	352,69	17,45
N11_N12	1,86	0,54	6,08	Ouvert	N12	351,91	18,78
N12_N13	1,86	0,54	6,08	Ouvert	N13	348,35	15,58
N13_BF3	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF3	348,11	14,85
N13_N14	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N14	346,33	15,58
N14_N15	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N15	344,19	15,34
N15_N16	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N16	342,5	13,79
N16_N17	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N17	340,17	11,77
N17_N18	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N18	337,88	8,57
N18_BF4	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF4	337,38	9,41
N1_N19	9,29	0,59	2,78	Ouvert	N19	376,9	12,23
N19_N20	9,29	0,59	2,78	Ouvert	N20	374,91	19,55
N20_N21	9,29	0,59	2,78	Ouvert	N21	373,32	22,88
N21_N22	9,29	0,59	2,78	Ouvert	N22	372,02	23,08
N22_N23	9,29	0,59	2,78	Ouvert	N23	370,55	28,8
N23_N24	9,29	0,59	2,78	Ouvert	N24	369,03	29,13
N24_N25	9,29	0,78	5,43	Ouvert	N25	365,61	27,13
N25_N26	9,29	0,78	5,43	Ouvert	N26	363,37	26
N26_N27	2,79	0,81	13,07	Ouvert	N27	362,69	26,57
N27_N28	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N28	362,69	25,29
N28_BF5	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF5	361,68	24,55
N27_N29	1,86	0,54	6,09	Ouvert	N29	362,69	22,42
N29_N30	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N30	362,69	17,79
N30_BF6	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF6	358,27	14,62
N29_N31	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N31	358,72	17,51
N31_N32	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N32	356,39	8,77
N32_BF7	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF7	355,63	6,93

Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

Tronçons	Q [l/s]	Vitesse	P. Charges	État	Nœuds	Charges	Pression
N26_N33	6,50	0,88	9,39	Ouvert	N33	360,45	26,26
N33_N34	6,50	0,88	9,39	Ouvert	N34	353,85	20,16
N34_N35	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N35	352,62	23,21
N35_N36	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N36	350,37	22,28
N36_N37	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N37	348,98	18,59
N37_BF8	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF8	348,31	18,78
N34_N38	5,57	0,76	7,01	Ouvert	N38	352,56	20,56
N38_BF9	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF9	352,33	20,84
N38_N39	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N39	350,62	21,61
N39_N40	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N40	347,36	21,24
N40_N41	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N41	344,11	22,5
N41_N42	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N42	341,82	22,38
N42_N43	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N43	337,99	22,24
N43_N44	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N44	334,93	21,78
N44_N45	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N45	332,76	23,79
N45_N46	4,64	0,63	4,97	Ouvert	N46	330,7	21,99
N46_BF10	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF10	330,26	21,5
N46_N47	3,71	0,75	8,95	Ouvert	N47	324,02	19,08
N47_N48	2,79	0,81	13,05	Ouvert	N48	323,61	17,58
N48_N49	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N49	322,47	14,81
N49_BF11	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF11	322,21	14,35
N48_N50	1,86	0,54	6,09	Ouvert	N50	322,3	15,24
N50_BF12	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF12	322,2	15,11
N50_N51	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N51	320,18	11,38
N51_N52	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N52	317,99	6,43
N52_BF13	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF13	317,95	6,73
N47_N53	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N53	322,24	14,5
N53_N54	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N54	320,97	15,25
N54_N55	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N55	319,7	11,74
N55_N56	0,93	0,39	4,03	Ouvert	N56	318,55	8,8
N56_BF14	0,93	0,39	4,03	Ouvert	BF14	316,91	8,74

Annexe 8 : Détails du devis estimatif et quantitatif des travaux de l'AEP-MV de Bonzan-Pougouli, Dibien, Djindjerma

Poste N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
1	DEPLACEMENT-INSTALLATION DU CHANTIER				
1.1	Mise en place et Repli de la base de l'Entrepreneur	ff	1	3 000 000	3 000 000
1.2	Frais liés au fonctionnement des installations de base	Mois	3	350 000	1 050 000
1.3	Élaboration du dossier d'exécution ainsi que des plans de recollement pour l'ensemble du réseau.	ff	1	500 000	500 000
	SOUS TOTAL 1				4 550 000
2	POMPE ET EXHAURE				
2.1	Développement du forage	u	4	275 000	1 100 000
2.2	Test de pompage (par paliers, longue durée)	u	4	600 000	2 400 000
2.3	Évaluation des propriétés chimiques et bactériologiques de l'eau	u	4	91 000	364 000
2.4	Travaux de génie civil : tête de forage.	forfait	4	500 000	2 000 000
2.5	Fourniture, installation et connexion d'électropompes immergées (SP 7-23) de 5 [m ³ /h], HMT 114,58 [m] y compris câble de sécurité en acier inoxydable et toutes sujétions	u	4	2 000 000	8 000 000
	SOUS TOTAL 2				13 864 000
3	ENERGIE ET RACCORDEMENTS				
3.1	Installation, branchement et mise en marche d'un groupe électrogène diésel triphasé à courant continu, sans bruit de 12,5 kVA, 3PH+N 220/230V 50HZ à démarrage électrique (menu d'un dispositif spécial de démarrage comme les Altivar ou Altistar) Avec la possibilité de démarrer à l'aide d'une manivelle, en prenant en compte les pièces de rechange, les outils spécifiques et toutes les contraintes.	u	4	1 500 000	6 000 000
3.2	Installation, branchement et raccordement d'une cuve de 250 litres avec pompe manuelle de type JAPPY, incluant toutes les sujétions.	u	1	750 000	750 000
3.3	Mise en place d'un bac à sable de 50 litres avec une pelle, incluant toutes les sujétions.	u	1	100 000	100 000

Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

Poste N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
3.4	Installation et fourniture d'un extincteur de support de fixation, incluant toutes les sujétions nécessaires.	u	1	225 000	225 000
3.5	Mise en place d'une rallonge du tuyau d'échappement hors du local du groupe électrogène et de calorifugeage, incluant toutes les contraintes.	ens.	1	80 000	80 000
3.6	Convertisseur C/A triphasé de 6kVA, 220V avec recherche de MPPT, incluant toutes les contraintes.	u	4	250 000	1 000 000
3.7	Fourniture, installation et branchement d'un câble électrique U1000 R02V de 4x6mm ² pour connecter l'onduleur, l'inverseur, le groupe électrogène et l'inverseur du coffret de commande, incluant toutes les sujétions.	ens	1	90 000	90 000
3.8	Installation et branchement d'un câble électrique U1000 R02V encastré dans du PVC et signalé par un grillage avertisseur pour alimenter la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage à partir de l'armoire électrique, y compris toutes sujétions	ens	1	410 000	410 000
3.9	Installation, raccordement d'un câble électrique à immersion permanente de 4x4 mm ² pour alimenter l'électropompe depuis la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage, y compris toutes sujétions	m	120	9 000	1 080 000
3.10	Mise en place et branchement d'un câble électrique U1000 R02V de 3x1,5mm ² pour maintenir la suppression de l'électropompe du pressostat dans la boîte de raccordement de l'abri tête de forage, y compris toutes sujétions	m	80	1 400	112 000
3.11	Mise en place, branchement et connexion des câbles d'électrodes de niveau à immersion permanente de 1x1,5mm ² dans le forage à la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage, y compris toutes sujétions	m	80	2 250	180 000
3.12	Installation et fourniture d'une boîte de raccordement pour connecter l'électropompe au câble de puissance, incluant toutes les sujétions.	u	1	35 000	35 000
3.13	Installation, branchement et connexion d'un coffret en acier inoxydable équipé de bornes de jonction pour le raccordement des câbles dans l'abri de la tête de forage, avec un câble de 4x2,5 mm ² et toutes les sujétions.	u	1	345 000	345 000
3.14	Installation, raccordement et fourniture de sondes de détection de niveau, incluant toutes les sujétions.	u	3	22 500	67 500

Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

Poste N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
3.15	Installation, branchement et connexion d'une armoire électrique d'automatisme conforme au descriptif pour alimenter, commander et asservir une électropompe immergée, y compris toutes sujétions.	u	1	1 400 000	1 400 000
3.16	Fourniture, installation et branchement d'un dispositif d'alerte sonore, incluant toutes les sujétions	u	1	175 000	175 000
3.17	Installation de puits de terre et mise à la terre des masses des équipements électriques des locaux, y compris toutes les contraintes.	u	1	225 000	225 000
3.18	Installation, mise en place et ajustement d'un robinet flottant sur le château d'eau pour contrôler la surpression, en prenant en compte toutes les contraintes.	u	1	590 000	590 000
3.19	Installation, branchement et alimentation d'un pressostat double seuil pour contrôler la surpression (de 0/16 bars), y compris toutes les contraintes	u	1	225 000	225 000
3.20	Installation et fourniture d'une station solaire complète de 5 kW comprenant une plateforme, des panneaux photovoltaïques, un régulateur de charge solaire, des accessoires, des pièces de rechange et des outils spécifiques, y compris toutes sujétions.	ens.	4	4 000 000	16 000 000
3.21	Installation, branchement et branchement d'un câble électrique U1000 R02V de 2x16mm ² enterré sous PVC et signalé par un grillage avertisseur pour alimenter le convertisseur depuis la boîte de raccordement des plaques solaires, y compris toute sujétion	ens	1	100 000	100 000
3.22	Mise en place d'éclairage électrique, câbles et canalisations, prises, réglettes, incluant toutes les sujétions	ens.	1	225 000	225 000
3.23	Fourniture et installation d'un inverseur pour les sources solaires/GE, comprenant toutes les sujétions.	u	1	200 000	200 000
	SOUS TOTAL 3				29 614 500
4	RESEAU D'ADDUCTION				
4.1	Installation des pièces nécessaires selon le plan pour l'équipement de la tête de forage, comprenant un tuyau galva, un clapet anti-retour, ainsi que les raccordements à la pompe (foraduc) et au réseau de tuyaux PEHD.	ens	1	1 000 000	1 000 000

Poste N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
4.2	Travaux d'excavation et de remblai pour installer un tuyau en PEHD sur tout le terrain pour la conduite de refoulement	m	2 671	2 000	5 341 540
4.3	Installation et fourniture d'un tuyau PEHD DN 75 PN 16, avec tous les accessoires nécessaires (lit de sable, grillage avertisseur...)	m	2 804	11 000	30 847 394
4.4	Fourniture et installation de composants spéciaux de raccordement (coudes,...)	ens	1	350 000	350 000
4.5	Installation de bornes pour repérer les conduites	u	55	10 000	550 000
4.6	Essais de pression	m	2 804	200	560 862
4.7	Mise en place de butées en béton	m ³	2,2	80 000	176 000
4.8	Rinçage et désinfection.	m	2 804	150	420 646
	SOUS TOTAL 4				39 246 441
5	POMPE DOSEUSE ET ACCESSOIRES				
5.1	Fourniture et installation d'un bac mélangeur (comprenant un bac en polyéthylène avec une trappe de remplissage, un bouchon de vidange et un fond spécialement moulé) pour réduire la quantité de produit perdue. Équipé d'un agitateur en inox 316 L (ou agitateur en PVC) et d'un moto-réducteur surélevé à rotation lente (48 tours/min)) d'au moins 84 litres pour préparation de solution), tuyau de raccordement avec le bac surmonté de la pompe doseuse et autres accessoires indispensables pour l'installation, y compris toutes sujétions.	u	1	800 000	800 000
5.2	Mise en place du Filtre doseur	ff	1	940 000	940 000
5.3	Fourniture de pièces et exécution de travaux de plomberie.	ff	1	596 000	596 000
5.4	Fourniture de pastilles de désinfectant alimentaire au chlore (fût de 45 kg)	ff	1	229 950	229 950
5.5	Mise en place et fourniture d'un support et d'un hangar de protection.	ff	1	725 000	725 000
5.6	Fouille et remblais nécessaires à l'installation	ff	1	100 000	100 000
5.7	Main-d'œuvre spécialisée dans la plomberie et la mise en service	ff	1	500 000	500 000
5.8	Formation destinée aux techniciens pour l'exploitation	ff	1	450 000	450 000
	SOUS TOTAL 5				4 340 950
6	CHÂTEAU D'EAU DE 100 m³ , Hradier=11m				

Poste N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
6.1	Études géotechniques	ff	1	500 000	500 000
6.2	Fourniture et Installation de la cuve métallique tour, incluant tous les accessoires nécessaires (équipements de robinetterie intérieurs : crépines ; et extérieurs : clapet anti retour, robinet vanne ; échelle de lecture, peinture anti rouille et peinture alimentaire intérieure, peinture extérieure, désinfection, divers,...).	ens	1	35 000 000	35 000 000
6.3	Édification d'un regard au pied du château (by-pass).	u	1	200 000	200 000
6.4	Dispositif complet pour le regard By-pass Adduction/Distribution (Compteur, vanne, Clapet anti retour, pièces et raccords en fonte ductile)	u	1	600 000	600 000
SOUS TOTAL 6					36 300 000
7	RESEAU DE DISTRIBUTION [Tuyauterie, robinetterie et Bornes fontaines (BF)]				
7.1	Travaux d'excavation et de remblai pour installer un tuyau PEHD de diamètre inférieur à 160 mm sur des terrains de tout type	m	27 598	2 000	55 196 178
7.2	Installation et fourniture d'un tuyau en PEHD de 160 PN 10, incluant toutes les sujétions nécessaires telles qu'un lit de sable et un grillage avertisseur.	m	3 929	10 000	39 294 896
7.3	Fourniture et installation de tuyau PEHD DN 140 PN 10, incluant toutes les fixations nécessaires (lit de sable, grillage avertisseur...)	m	1 095	9 500	10 399 518
7.4	Installation et fourniture de tuyau PEHD DN 110 PN 10, incluant toutes les sujétions nécessaires (lit de sable, grillage avertisseur...)	m	5 875	7 500	44 059 355
7.5	Fourniture et mise en place de tuyau PEHD DN 90 PN 10, incluant tous les accessoires nécessaires (lit de sable, grillage avertisseur...)	m	3 290	6 000	19 738 923
7.6	Installation et fourniture d'un tuyau en PEHD DN 75 mm de diamètre PN 10, avec tous les accessoires requis (lit de sable, grillage avertisseur...)	m	2 120	5 500	11 658 295
7.7	Mise en place et fourniture de tuyau PEHD DN 63 PN 10, incluant toutes les sujétions nécessaires (lit de sable, grillage avertisseur...)	m	12670	5 000	63 348 633
7.8	Essais de pression, incluant toute sujétion	m	27 598	200	5 519 618
7.9	Nettoyage et désinfection, y compris toutes les sujétions	m	27 598	100	2 759 809
7.10	Compteur volumétrique DN 80	u	1	200 000	200 000

Poste N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
7.11	Vannes de sectionnement DN 80	u	12	100 000	1 200 000
7.12	Vannes de sectionnement DN 50	u	19	90 000	1 710 000
7.13	Équipement complet regard By-pass	ens	1	900 000	900 000
7.14	Équipement complet vidange	ens	1	500 000	500 000
7.15	Équipement complet ventouse	ens	1	500 000	500 000
7.16	Mise en place et fourniture de pièces spéciales (coudes, té,...)	ens	1	500 000	500 000
7.17	Construction de chambre (vidange, ventouse...), incluant toutes les sujétions.	u	2	450 000	900 000
7.18	Génie Civil de BF, incluant toutes les contraintes conformément au plan fourni	u	14	1 750 000	24 500 000
7.19	Installation et fourniture de pièces de robinetterie et de raccordement pour BF, incluant un collier de prise, une réduction, un robinet d'arrêt à clé et un adaptateur galva/PVC, tuyauteries galva, robinet-vanne, compteur, robinets de puisage, etc...).	u	14	175 000	2 450 000
	SOUS TOTAL 7				285 335 224
8	CONSTRUCTION DES LOCAUX DIVERS ET SYSTÈME D'ECLAIRAGE				
8.1	Mise en place du local pour le groupe électrogène, l'extincteur et l'armoire électrique, incluant les installations électriques intérieures et toutes les contraintes.	u	4	1 000 000	4 000 000
8.2	Construction du local de bureau/magasin, fourniture et installation d'accessoires et d'appareils électriques (filaires, lampes, interrupteurs, prises, etc.) pour l'éclairage du local, incluant toutes sujétions.	u	1	3 500 000	3 500 000
8.3	Mise en place d'un ensemble Latrine VIP-douche comprenant un regard et un puisard, fourniture et installation d'accessoires et d'appareils électriques (filaires, lampes, interrupteurs, prises, etc.) pour électrification, y compris toutes sujétions	ens	4	1 000 000	4 000 000
8.4	Mise en place d'une clôture (15mx20m) en maçonnerie d'agglos creux pour tous les locaux (tête de forage, local bureau/magasin, local groupe électrogène, station solaire et latrine VIP et douche), comprenant un portail à deux battants et un portillon, ainsi qu'une longrine et toutes les sujétions.	ens	4	1 000 000	4 000 000
8.5	Édification d'un local pour mesurer le chlore, fourniture et installation d'accessoires et d'appareils électriques (filaires, lampes, interrupteurs, prises, etc.) pour l'alimentation électrique du local, mise en place et installation d'un dispositif de	u	1	3 000 000	3 000 000

Etude technique détaillée pour la réalisation d'un système d'Adduction en Eau Potable Multi Villages de Bonzan-Pougouli, Dibien et Djindjerma dans la commune de Koti, dans la Région des Hauts Bassins (Burkina Faso)

Poste N°	DESIGNATION / CARACTERISTIQUES DES TRAVAUX	Unité	Qté	P.U (FCFA)	P. T (FCFA)
	mise en hauteur pour le bac mélangeur et le bac supportant la pompe doseuse (voir dossier plan), avec toutes les contraintes.				
8.6	Installation et fourniture d'un système d'éclairage comprenant une filerie, un appareillage d'éclairage, deux batteries de 12 voltes et un convertisseur pour tous les locaux, y compris la cour et toutes sujétions	ens.	1	1 000 000	1 000 000
	SOUS TOTAL 8				19 500 000
9	Plan de gestion Environnementale et Sociale				
9,1	Mesures d'atténuations du PGES	ens.	1	1 200 000	1 200 000
9,2	Plan de suivi et surveillance environnementale	ens.	1	600 000	600 000
9,3	Plan de renforcement des capacités	ens.	1	2 950 000	2 950 000
	SOUS TOTAL 9				4 750 000
	TOTAL GENERAL HT-HD				437 501 116
	TVA				78 750 201
	TOTAL TTC				516 251 317