ETUDE TECHNIQUE POUR LA CONCEPTION D'UN SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE SIMPLIFIE (AEPS) A TENA, DANS LA COMMUNE DE OUELENI, AU BURKINA FASO

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

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

Présenté et soutenu publiquement le 19 Janvier 2026 par

Wéli Fati Rahina OUEDRAOGO (N° d'inscription : 20200388)

Directeur de mémoire : Pr Harinaivo Anderson ANDRIANISA, Professeur titulaire, Enseignant-chercheur en Eau et Assainissement Urbain et Chef de département

Encadreur 2iE : Dr. Moussa FAYE, Enseignant-chercheur 2iE

Maître de stage : M. ZOMBRE Adama, Ingénieur du Génie Rural (DGEP)

Structure (s) d'accueil du stage : Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr Lawani Adjadi MOUNIROU

Membres et correcteurs :

M. Olivier COULIBALY

M. Isisdore DABIRE

Promotion [2025/2026]

Dédicaces

À ma chère famille,

Pour tout votre amour, votre patience et votre soutien tout au long de mon parcours.

À mes parents, pour vos sacrifices et votre confiance en moi.

À mon frère et ma sœur, pour leurs encouragements.

C'est grâce à vous que ce travail a pu voir le jour.

Je vous dédie ce mémoire avec toute ma gratitude et mon affection.

Remerciements

Ce travail n'aurait pas été possible sans l'aide et le soutien de nombreuses personnes. Je tiens donc à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à :

- **Les membres du jury** qui ont bien voulu examiner ce travail afin d'améliorer le contenu. Trouvez ici mes sincères remerciements ;
- **Tout le personnel de l'Institut 2iE, et particulièrement le corps enseignant**, pour la qualité des enseignements dispensés au cours de ma formation, qui m'ont permis d'acquérir les compétences nécessaires pour relever les défis de ce travail et du monde professionnel ;
- **Pr Harinaivo Anderson ANDRIANISA**, Professeur Titulaire, Enseignant-chercheur en Eau et Assainissement Urbain et Chef de département, pour son encadrement ;
- **Dr Moussa Diagne FAYE**, Enseignant-chercheur à l'Institut 2iE, pour son suivi, et sa disponibilité ;
- **Le personnel de la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP) du Ministère de l'Environnement, de l'Eau et de l'Assainissement**, pour leur accueil chaleureux, les échanges enrichissants, le soutien logistique et les données mises à ma disposition lors de mon stage ;
- **M. Adama ZOMBRE**, mon maître de stage, pour sa disponibilité, ses conseils, sa rigueur et son accompagnement constant ;
- **Ma promotion 2iE**, avec qui j'ai partagé cinq années de formation et de moments mémorables ;
- Toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, m'ont soutenu, encouragé ou inspiré à un moment ou à un autre de ce parcours.

Résumé

Tena, un village de la commune rurale de Ouéleni, situé dans la région des Cascades au Burkina Faso, est confronté à des difficultés persistantes d'accès à l'eau potable, malgré l'existence de plusieurs ouvrages hydrauliques. La croissance démographique, la dispersion de l'habitat et la capacité limitée des infrastructures existantes accentuent la pression sur la ressource. C'est dans ce contexte qu'une étude d'avant-projet détaillé a été menée en vue de la mise en place d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) pour le village de Tena. Le projet est dimensionné pour une population projetée d'environ **5 330 habitants** à **l'horizon 2050**, avec un objectif de desserte de **90 %** de cette population. L'évaluation des besoins repose sur des consommations spécifiques de **25 l/j/hbts** pour les **BF** et de **30 l/j/hbts** pour les **BP**, auxquelles s'ajoutent des besoins annexes estimés à **10 %.** L'alimentation du système est assurée par la mobilisation des eaux souterraines à travers des **forages**, équipés d'électropompe submersible **(SP 18-10)** refoulant l'eau vers un réservoir de stockage métallique de capacité **70 m^3**. Le réseau comprend une adduction en **PEHD PN16 DN90** et un réseau de distribution mixte desservant des bornes fontaines et des branchements privés. L'énergie de pompage repose sur un système hybride **solaire–SONABEL** afin de garantir la continuité du service. Le coût global de réalisation du projet est estimé à environ **287 722 104 F CFA** toutes taxes comprises. L'analyse financière conduit à un prix de vente moyen de l'eau d'environ **300 F CFA/m³ aux bornes fontaines** et **350 F CFA/m³ pour les branchements privés**, permettant de couvrir les charges d'exploitation et d'assurer la viabilité économique du service. La gestion du système est prévue sous **contrat d'affermage**.

Mots clés :

Approvisionnement en Eau Potable Simplifié

Accés à l'eau potable

Eaux souterraines

SONABEL

Tena

ABSTRACT

Tena, a village in the rural commune of Ouéleni, located in the Cascades region of Burkina Faso, faces persistent difficulties in accessing drinking water, despite the existence of several hydraulic structures. Population growth, dispersal of settlements and limited capacity of existing infrastructure are increasing the pressure on the resource. It is in this context that a detailed preliminary design study was carried out for the establishment of a Simplified Drinking Water Supply (SPS) system for the village of Tena. The project is designed for a projected population of approximately **5,330 inhabitants** by **2050**, with a target of serving **90%** of this population. The assessment of needs is based on specific consumption of **25 l/day/hbts** for **BF** and **30 l/d/hbts** for **BP**, to which are added additional needs estimated at **10%.** The system is supplied by mobilizing groundwater through **boreholes**, equipped with a submersible electric pump **(SP 18-10)** that pumps water to a metal storage tank with a capacity of **70 m3**. The network includes a **PN16 DN90 HDPE** supply and a mixed distribution network serving standpipes and private connections. The pumping energy is based on a **solar-SONABEL** hybrid system to guarantee continuity of service. The overall cost of carrying out the project is estimated at approximately **287,722,104 CFA francs** including all taxes. The financial analysis leads to an average selling price of water of about **300 CFA francs/m³ for standpipes** and **350 CFA francs/m³ for private connections**, making it possible to cover operating costs and ensure the economic viability of the service. The management of the system is provided for under **a leasing contract**.

Keywords:

Access to potable water
Leasing contract
Simplified drinking water supply
SONABEL
Tena

Listes des Sigles et Abréviations

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

AEP : Approvisionnement en Eau Potable

AEPS : Approvisionnement en Eau Potable Simplifié

APD : Etude d'Avant-Projet Détaillée

BF : Borne Fontaine

BP : Branchement Privé

DGEP : Direction Générale de l'Eau Potable

DN : Diamètre Nominal

FSD : Fonds Saoudien pour le Développement

H : Hauteur Géométrique

HMT : Hauteur Manométrique totale

INOH : Inventaire des Ouvrages Hydrauliques

mCE : Mètre Colonne d'Eau

MEEA : Ministère de l'eau de l'Environnement et de l'Assainissement

ODD : Objectif de Développement Durable

ONEA : Office National de l'Eau et l'Assainissement

PCD : Plan Communautaire de Développement

PEA : Point d'Eau Autonome

PEHD Polyéthylène haute densité

PGES : Plan de Gestion Environnemental et Social

PM : Puits Moderne

PMH : Pompe à Motricité Humaine

PN : Pression Nominale

PN-AEP : Politique Nationale d'Alimentation en Eau Potable

PNDES : Plan National de Développement Économique et Social

PV : Photovoltaïque

PVC : Poly Chlorure de Vinyle

RGPH : Recensement General de la population et de l'habitat

SONABEL : Société Nationale d'Electricité du Burkina Faso

TN : Terrain Naturel

VIP : Ventilated Improved Pit

Sommaire

Dédicaces i
Remerciements ii
Résumé iii
ABSTRACT iv
Listes des Sigles et Abréviations v
LISTE DES TABLEAUX viii
LISTE DES FIGURES ix
FICHE SIGNALETIQUE x
I.INTRODUCTION 1
II.PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE 2
II.1 Présentation de la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP) 2
II.2 Présentation de la zone d'étude 3
III.PRESENTATION DU PROJET 7
III.1 Contexte et justification 7
III.2 Objectifs de l'étude 8
III.3 Résultats attendus de l'étude 8
IV.METHEDOLOGIE DE CONCEPTION DU PROJET 8
IV.1 Logiciels utilisés 8
IV.2 Recherche bibliographique et collecte des données 9
IV.3 Etats des lieux et diagnostic 9
IV.4 Mobilisation de la ressource en eau 9
IV.5 Le Tracé du réseau 10
IV.6 Evaluation des besoins en eau 10
IV.7 Les différents systèmes du réseau 13
IV.8 Dimensionnement du réseau d'adduction 17
IV.9 Dimensionnement du réservoir de stockage 22
IV.10 Les points de desserte 25
IV.11 Dimensionnement du réseau de distribution 26
V.ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE 31
V.1 Etats des lieux et diagnostic 31
V.2 Mobilisation de la ressource en eau 32
V.3 Conception et Dimensionnement du système d'AEP 32
V.4 Dimensionnement du réseau d'adduction 35

VI.EVALUATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX 49
VI.1 Rappel du cadre politique, législatif et institutionnel 49
VI.2 Impacts environnementaux et sociaux du projet 49
VI.3 Mesures d'atténuations et de bonifications 50
VI.4 Evaluation des risques 50
VI.5 Plan de gestion environnemental et social (PGES) 51
VII.ANALYSE FINANCIERE DU PROJET 51
VII.1 Evaluation des couts du projet 51
VII.2 Estimation des charges d'exploitations et des amortissements 52
VII.3 Estimation du prix de vente du mètre cube d'eau 54
VII.4 Rentabilité du projet 55
VIII.CONCLUSION ET RECOMMENDATION 55
Recommandation 56
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES xii
ANNEXES xiv

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Taux de répartition de la population à desservir par BF et BP 11
Tableau 2 : Coefficient de pointe horaire en fonction des habitants 12
Tableau 3 : Formules de diamètres de la conduite d'adduction 18
Tableau 4 : Condition d'exploitation 22
Tableau 5 : Inventaire des ouvrages hydrauliques existants à Tena 32
Tableau 6 : Hypothèse de dimensionnement 33
Tableau 7 : Projection et estimation de la population 34
Tableau 8 : Estimation des besoins de la population à desservir 34
Tableau 9 : Détermination du nombre de Forage à l'horizon du projet 35
Tableau 10 : Calculs du diamètre de la colonne d'exhaure et montante 36
Tableau 11 : Calcul du diamètre de la conduite d'adduction 36
Tableau 12 : Caractéristiques de la pompe 37
Tableau 13 : Caractéristiques du réservoir 38
Tableau 14 : Vérification du temps de contact et du temps de séjour du chlore dans l'eau 39
Tableau 15 : Dimensionnement du réseau de distribution 42
Tableau 16 : Dimensionnement des tranchées 43
Tableau 17 : Caractéristiques du champ photovoltaique 46
Tableau 18 : Caractéristiques de l'onduleur 47
Tableau 19 : Dimensionnement du compteur SONABEL 47
Tableau 20 : Dimensionnement du transformateur 48
Tableau 21 : Couts estimatifs de réalisation de l'AEPS 52
Tableau 22 : Couts des amortissements annuels de quelques equipements 53
Tableau 23 : Estimation du prix de revient du mètre cube d'eau 54

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de la DGEP, (DGEP 2023)..... 3
Figure 2: Carte de localisation du village de Tena 4
Figure 3: Point de fonctionnement..... 38
Figure 4: Tracé du réseau 41
Figure 5: Modélisation Epanet des pressions et des vitesses 44
Figure 6: coefficient de détermination des vitesses simulées..... 45
Figure 7: Coefficient de détermination des pressions simulées 45

FICHE SIGNALETIQUE

Localisation	
Villages	Tena
Commune	Ouéleni
Province	Léraba
Région	Cascades
Données socio-économiques	
Population en 2019	2251
Taux de croissance provincial	2,82%
Population en 2050	5330
Population desservie par l'AEP en 2050 (90%)	4797
Consommation spécifique BF (l/j/hbts)	25
Consommation spécifique BP (l/j/hbts)	30
Demande en eau du jour de pointe (m3/j)	197,27
Château d'eau	
Type	type métallique et de forme cylindro-conique
Volume (m3)	70
Hauteur sous radier (m)	12,00
Réseau de refoulement	
Type	Refoulement du forage au château
Nature de conduite	PEHD DN 90 PN 16 de longueur 701,51 m
Réseau de distribution	
Type de réseau	Réseau Ramifié
Nature des conduites	PEHD de longueur totale de 2193,83 m
	PEHD DN160 PN16 : 645,55 m
	PEHD DN110 PN16 : 138,78 m
	PEHD DN90 PN16 : 269,71 m
	PEHD DN63 PN16 : 788,51 m
	PEHD DN50 PN16 : 351,28 m
Forage	
Nombre de forage	1
Débit d'exploitation	16 m3/h
Niveau statique	21,88 m
Niveau dynamique	30 m
Pompe	
Débit	17,3 m3/h
Hauteur manométrique totale (HMT)	78 m

Type	Hybride
Marque	GRUNDFOS SP 18-10
Puissance nominale (kWh)	5,5
Bornes fontaines et branchement particulier	
Nombre de BF	Sept (7)
Nombre de BP	37 intéressés contre 621 à l'horizon 2050
Source d'énergie	
Type	Solaire-SONABEL
Réseau SONABEL	14 A ; 380/400V
Puissance de panneaux Solaires	8000 Wc
Aspects financiers et gestion	
Cout global estimatif du projet	En HTVA : 230 157 683 FCFA
	En TTC avec Imprévu + Cout suivi/contrôle : 287 697 104 FCFA
Prix de revient du m3 FCFA BF/BP	300/350
Mode de gestion proposé	Affermage
ETUDE ENVIRONNEMENTALE	
Catégorie du projet	B
Type d'étude	NIES

I. INTRODUCTION

L'accès à l'eau potable constitue un levier fondamental du développement socio-économique et un enjeu majeur de santé publique, en particulier dans les pays sahéliens comme le Burkina Faso (**Ministère de l'Eau et de l'Assainissement, 2017**). Malgré les efforts importants consentis par l'État et ses partenaires à travers la mise en œuvre de politiques et de programmes nationaux, des disparités d'accès persistent, notamment en milieu rural. Celles-ci résultent de la croissance démographique, de la dispersion de l'habitat ainsi que de l'insuffisance ou de la vétusté des infrastructures hydrauliques existantes, qui exercent une pression croissante sur les ressources en eau disponibles. Dans cette dynamique, le Burkina Faso s'est engagé, en 2016, à atteindre les Objectifs de Développement Durable (ODD) à l'horizon 2030, notamment l'ODD 6 qui vise l'accès universel à l'eau potable. À cet effet, le pays a adopté le Plan National de Développement Économique et Social (PNDES) 2016-2020, qui constitue le référentiel national des interventions de développement, et dont l'opérationnalisation dans le secteur de l'eau potable est assurée à travers le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP).Dans le cadre de la mise en œuvre de ce programme, le gouvernement du Burkina Faso a bénéficié, depuis la fin des années 2010, de l'appui financier du Royaume d'Arabie Saoudite, à travers le Fonds Saoudien pour le Développement (FSD), pour la réalisation de cent (100) forages équipés de pompes à motricité humaine (PMH) et de dix (10) systèmes d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS), en vue du renforcement de l'accès à l'eau potable en milieu rural.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent mémoire, qui porte sur l'étude de faisabilité technique d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) dans le village de Tena, situé dans la commune rurale de Ouéléni, province de la Léraba, région des Cascades. À l'instar de nombreuses localités rurales du pays, cette zone est confrontée à des difficultés d'accès à une eau potable de qualité et en quantité suffisante pour satisfaire durablement les besoins des populations. Le but de cette étude est de proposer une approche technique complète et adaptée, visant à améliorer durablement l'accès des populations à une eau potable de qualité et en quantité suffisante.

Le mémoire est structuré en plusieurs parties. La première partie est destinée à la présentation du cadre général de l'étude et du projet. La deuxième partie décrit la méthodologie employée pour la réalisation de l'étude. La troisième partie fait la synthèse des résultats de

l'étude de faisabilité technique. La quatrième partie, quant à elle, est dédiée à l'analyse économique, environnementale et à l'appréciation de la viabilité globale du projet.

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

II.1 Présentation de la Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP)

II.1.1 Historique et mission de la DGEP

La DGEP est une direction centrale, rattachée au Ministère de l'Environnement de l'Eau et de l'Assainissement (MEEA). Elle a été créée conformément au décret n°2016342/PRES/PM/MEA du 04 mai 2016. La direction a pour objectif la mise en œuvre et le suivi de la politique et des stratégies nationales dans le domaine de l'eau potable, en collaboration avec les structures du département, les ministères concernés, les collectivités territoriales, les organisations de la société civile et les autres parties prenantes.

II.1.2 Organisation, attributions, fonctionnement de la DGEP

Sous la responsabilité d'un Directeur General, nommé par décret en conseil de ministres, la DGEP compose de services d'appui, des chargés d'appui technique, ainsi que de deux (02) directions de service.

Le stage a été effectué au sein du Services de Développement des Infrastructures (SDI), responsables des missions suivantes :

- ✓ Contribuer à élaborer des politiques et des stratégies liées au développement et à la valorisation des technologies, tout en assurant le suivi de la réalisation des ouvrages, des infrastructures et des travaux d'approvisionnement en eau potable menés par les différents acteurs du secteur,
- ✓ Formuler des propositions de normes techniques pour les infrastructures d'AEP et contribuer à la promotion du développement des Systèmes Multi-Localités.
- ✓ Contribuer à l'élaborer des dossiers d'appel à concurrence en rapport avec ses attributions et élaborer des rapports périodiques de service.

II.1.3 Plan d'organisation de la DGEP

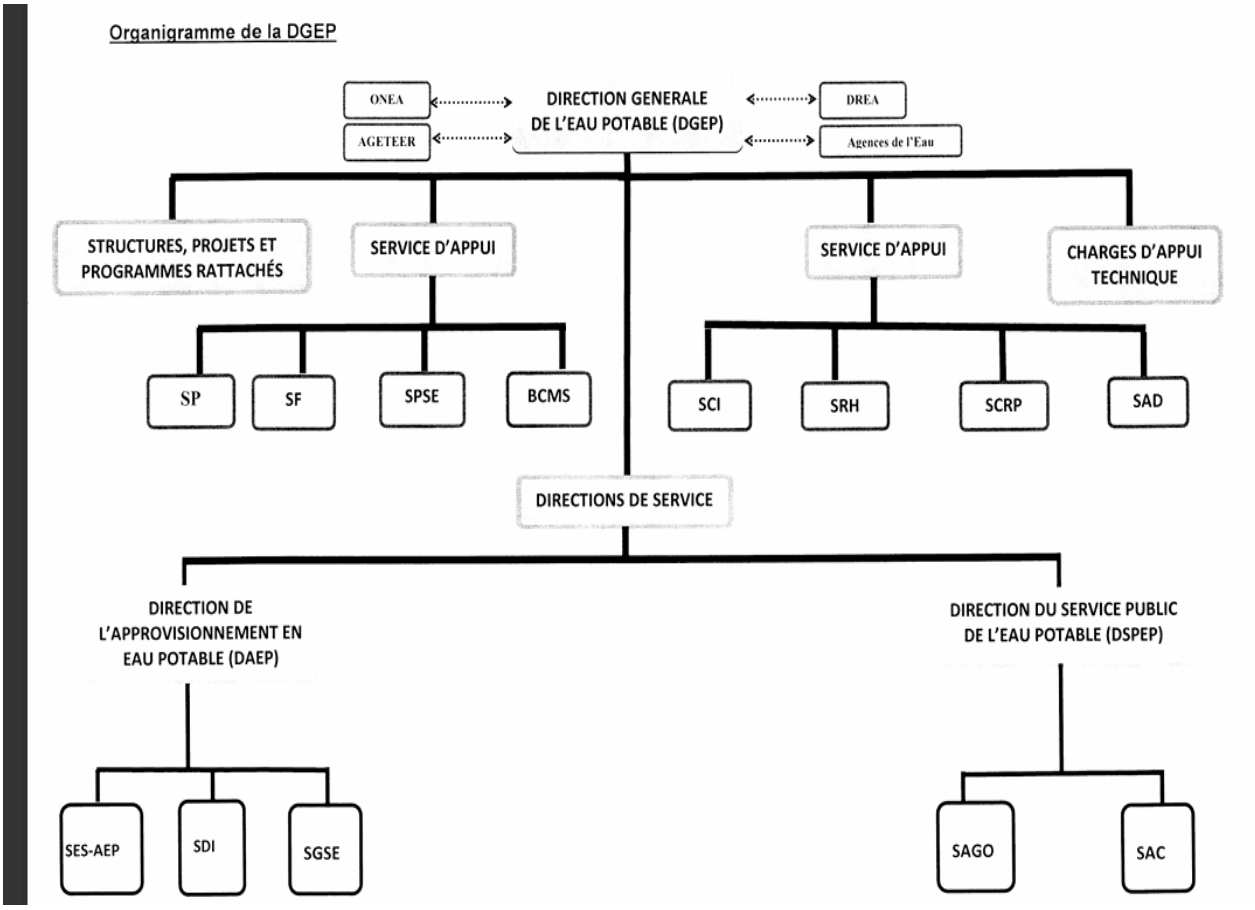


Figure 1: Organigramme de la DGEP, (DGEP 2023)

II.2 Présentation de la zone d'étude

II.2.1 Situation Géographique et administrative du village de Tena

Tena est un village relevant de la commune rurale de Ouéléni, de la province de la Léraba dans la région des Cascades au Burkina Faso. Ses coordonnées géographiques sont : 30P230568 /1190209. Il est situé à moins de 15 km du chef-lieu de la commune et à 40 km de Sindou chef-lieu de la province. L'accès au site se fait par une route non bitumée. Il est composé de sept (07) quartiers à savoir **Tinglo, Toun, Klanou, Kate, Tangona, Djokela et Kolon** avec une distance de moins de 500 mètres entre eux.

La carte figure 2 ci-après donne la localisation géographique du village dans l'espace communale.

Il est limité comme suit :

- ✓ à l'est par celles de Kankalaba et de Kangala ;
- ✓ à l'ouest par la république du Mali ;
- ✓ au nord par la commune rurale de Koloko ;

- ✓ au sud par la commune rurale de Loumana.

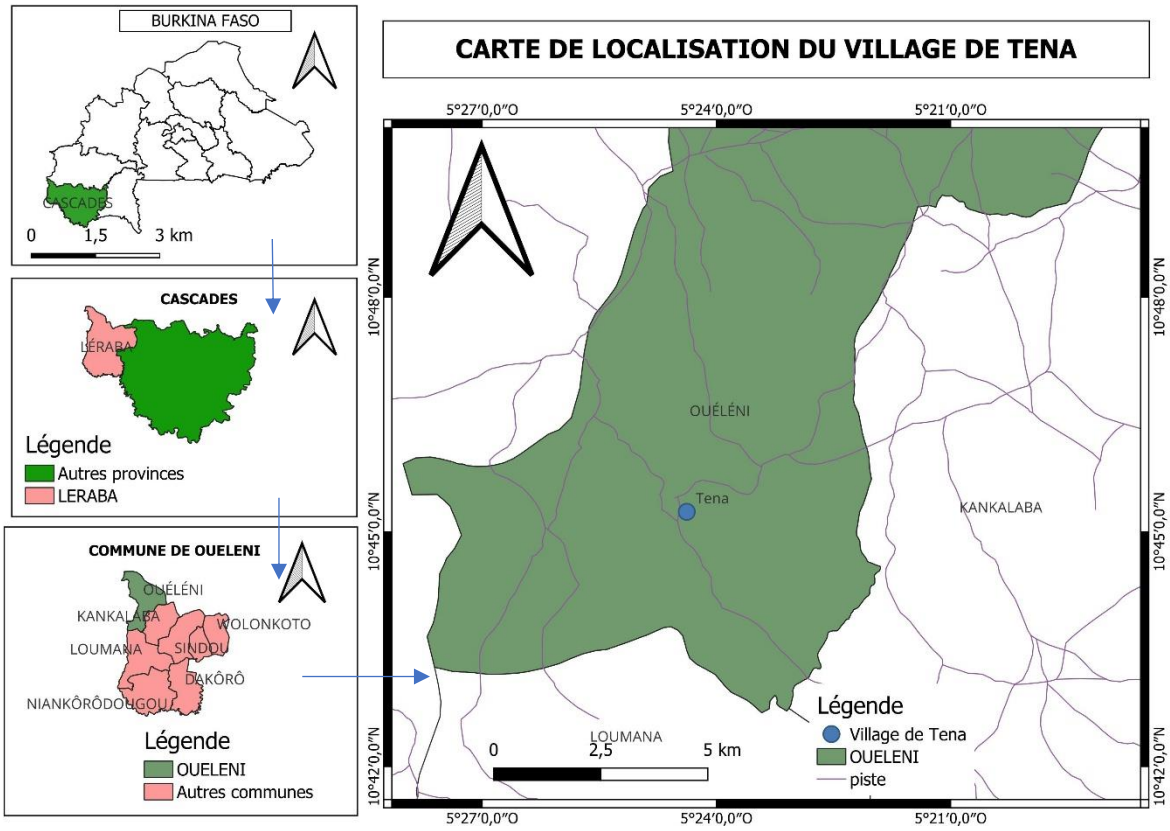


Figure 2: Carte de localisation du village de Tena

II.2.2 Les caractéristiques du milieu physique

- ➢ Le relief

La commune de Ouéléni présente un relief globalement élevé, dominé par le Ténakourou à l'Ouest du village de Tena, qui culmine à 747 m, point le plus haut du Burkina Faso. On y trouve également d'autres hauteurs issues de l'érosion, avec des altitudes variantes entre 20 et 30 m. Sur le plan géomorphologique, plus de la moitié du territoire est recouverte de glacis d'érosion utilisés pour l'agriculture, tandis que les fortes pluies et les écoulements d'eau ont façonné des vallées et des zones fluvio-alluviales.

- ➢ Le climat

La commune de Ouéléni connait un climat sud-soudanien avec deux grandes saisons. La saison des pluies va de mai à novembre : elle débute par une période très humide de mai à septembre, puis se poursuit en octobre-novembre par une phase de transition avec des pluies rares. Ensuite vient la saison sèche, qui s'étend de décembre à avril : de décembre à février,

cette période est marquée par la fraicheur, puis de mars à avril la chaleur devient intense sous l'effet de l'harmattan et de la mousson.

- Les sols

Le territoire de Ouéléni compte principalement cinq types de sols, qui sont entre autres :

- Les sols gravillonnaires constituent l'unité pédologique la plus importante de la commune en termes de superficies et occupe 45% du l'espace communal ;
- Les sols sableux qui couvrent environ 40% du territoire ;
- Les sols hydro morphes présents surtout le long des cours d'eau, représentent 8% et sont favorables à la riziculture et au maraichage.
- Les sols argilo-limoneux, couvrant environ 5% du territoire communal ;
- Les lithosols, occupant 2% de l'espace communal.

- L'hydrographie

Le réseau hydrographique de Ouéléni est peu développé et reste assez dispersé, avec des ressources en eau de surface limitées. On y trouve quelques rares cours d'eau qui se jettent dans la Léraba, seul cours d'eau permanent de la zone, traversant notamment Sarkandiala et Fitiguidiassa. La plupart des cours d'eau sont peu profonds et ne coulent que pendant la saison des pluies. On observe aussi quelques mares temporaires formées le long des écoulements, qui servent surtout à l'abreuvement du bétail. L'écoulement général des eaux se fait du nord-ouest vers le sud et le sud-ouest de la commune.

- La géologie et l'hydrogéologie

La région des Cascades, située au sud-ouest du Burkina Faso, s'inscrit principalement dans le domaine du socle cristallin précambrien, qui constitue l'essentiel du substratum géologique. D'après les travaux de **Kouakep Chimi Desty (2023)**, ce socle est dominé par des formations granitiques et métamorphiques, notamment des gneiss, schistes et granitoïdes, parfois affleurantes et responsables du relief accidenté caractéristique de la région, comme en témoignent les formations rocheuses de Sindou. En plus du socle cristallin, on observe la présence de formations sédimentaires anciennes liées à la bordure du bassin de Taoudéni. Cette structure géologique influence fortement la nature des sols, le relief et la répartition spatiale des ressources naturelles dans la région.

Sur le plan hydrogéologique, la région des Cascades présente un fonctionnement typique des zones de socle cristallin. Les ressources en eau souterraine y sont principalement exploitées à travers des aquifères discontinus, développés dans la zone altérée du socle et dans

les fractures des roches. Selon **Faye et al. (2022)**, ces eaux souterraines constituent la principale source d'approvisionnement en eau potable pour les populations, mais leur disponibilité et leur qualité varient selon les sites. Cette variabilité est liée à la nature lithologique des formations traversées, ainsi qu'aux conditions locales de recharge et aux activités humaines. Les débits obtenus dans les forages restent généralement raisonnables, ce qui rend indispensable une bonne connaissance du contexte hydrogéologique pour une utilisation durable de la ressource.

- La végétation et faune

La végétation de la zone est très variée. On y retrouve des formations primaires comme les forêts sempervirentes, les forets mixtes semi-caducifoliées ou encore les prairies marécageuses. Ces milieux alternent avec des formations secondaires composées de savanes arborées, arbustives et herbeuses. La végétation est plus dense le long des cours d'eau et abrite de nombreuses espèces utilisées localement pour l'alimentation et la médecine traditionnelle.
Quant à la faune de Ouéléni, qui était autrefois très riche s'est considérablement appauvrie. Aujourd'hui seules quelques espèces subsistent, principalement près des points d'eau et dans les zones boisées encore préservées. Ce recul est lié à la dégradation des habitats, au tarissement des cours d'eau et au braconnage. Malgré cela, on rencontre encore des singes, des lièvres, des rats, des hérissons ou des tortues.

- La pluviométrie

L'analyse pluviométrique, au cours de la décennie 2002-2012, montre une évolution des précipitations en dents de scie, d'une année à l'autre. Au cours de cette période, les précipitations maximales et minimales ont été de 1400 mm en 2006 et de 783,8 en 2005, respectivement en 83 et 66 jours de pluies. L'alternance des deux principales saisons détermine des périodes de certaines activités humaines, notamment les activités agro-sylvo-pastorales. C'est d'ailleurs une commune qui se prête bien aux activités agro-pastorales avec des hauteurs de pluies supérieures à 1000 mm.

II.2.3 Les caractéristiques du milieu physique

- Organisation sociale

Selon le Recensement Générale de la Population et de l'Habitat (RGPH) de 2019, la commune de Ouéléni comptait 17993 habitants sur un total de 179423 habitants dans la province de la Léraba soit 10,02% de la population total de la province. Quant à la population de Tena, elle était de 2251 habitants dont 1076 hommes et 1175 femmes soit un rapport de féminité de 105% (environs 109 femmes pour 100 hommes). En effet, les femmes sont plus

nombreuses que les hommes. Cette population est majoritairement composée de jeunes. En effet, 58,37% de la population du village a moins de 20 ans. L'espace communale est occupée par deux (02) groupes sociaux à savoir les sénoufos et les samogos.

- Activités socio-économiques

Sur le plan économique, l'Agriculture constitue l'activité prédominante de la localité et est pratiquée par la quasi-totalité de la population. La plupart des agriculteurs associent culture de rente et la culture vivrière :

- Les céréales : Maïs, Riz, Arachide ; Mil etc…
- Les cutures de rente ; poids sucré, sésame,

L'élevage, dans une moindre mesure pratiquée par quelques agriculteurs. Le cheptel est composé des petits ruminants (moutons, chèvre) et des grand ruminant (bœuf). L'élevage de la volaille est aussi pratiqué par la plupart des ménages.

III. PRESENTATION DU PROJET

III.1 Contexte et justification

L'accès à l'eau potable est un droit fondamental pour l'ensemble des habitants du Burkina Faso. Cependant l'approvisionnement en Eau Potable demeure l'un des défis majeurs auxquelles est confronté le pays.malgré les efforts déployés, une grande partie de la population, notamment celle du milieu rural, n'a pas un accès adéquat à l'eau potable. Dans le village de Tena avec un taux d'accès de 89,6% (INO, 2024), situé dans la commune de Ouéleni avec un taux d'accès de 86,2% (INO, 2024), les difficultés d'accès à l'eau potable persistent malgré l'effort consenti par les autorités locales et les partenaires au développement. Il faut aussi noter que le taux d'accès de la région à laquelle appartient le village est de 68,5% 5 (INO, 2024). La forte croissance démographique, combinée à la vétusté des installations existantes, accentue la pression sur les ressources disponibles, obligeant les populations à recourir à des ressources souvent peu sécurisées. Pour faire face à cette situation, le Burkina Faso en vue de son développement socio-économique, s'est engagé en 2016 à atteindre les Objectifs de Développement Durable (ODD) à l'horizon 2030 qui visent dans son objectif 6 l'accès universel à l'eau potable. Pour y parvenir, le pays a adopté le PNDES (Plan National de Développement Economique et Social) 2016-2020, à travers lequel a été lancé le PN-AEP (Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable), visant la réalisation de 100 forages équipés de PMH et 10 AEPS en milieu.

C'est dans cette optique qu'une étude sera menée portant sur la mobilisation de la ressource en eau, la conception et le dimensionnement d'un réseau AEP dans ce village. Cette étude visera à proposer une solution adaptée aux réalités locales, contribuant ainsi à améliorer durablement les conditions de vie des populations rurales.

III.2 Objectifs de l'étude

L'objectif général est de contribuer à l'amélioration des conditions d'approvisionnement en eau potable de la population de Tena, en veillant à garantir une disponibilité permanente d'une eau de qualité et en quantité suffisante à l'horizon 2050.

De façon plus spécifique, cette étude vise à :

- Réaliser un diagnostic de la situation actuelle de l'approvisionnement en eau potable du village Tena,
- Réaliser une étude de conception technique et de dimensionnement du système d'AEP,
- Evaluer l'impact environnemental et social lié à la mise en place du projet, ainsi qu'un plan de gestion environnemental social,
- Réaliser une analyse financière du projet.

III.3 Résultats attendus de l'étude

A l'issue de cette étude, les résultats suivants sont attendus :

- Un état des lieux des ouvrages existants du village de Tena est établi,
- Concevoir et dimensionner un réseau d'AEP,
- Les impacts environnementaux et sociaux, ainsi qu'un plan de notice d'impact environnemental et proposer des mesures de mitigation sont évalués,
- Un devis quantitatif et estimatif du projet, en intégrant les couts des mesures de mitigation environnements est proposé.

IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION DU PROJET

IV.1 Logiciels utilisés

Pour mener à bien notre étude, plusieurs matériels et logiciels ont été utilisés :

- Pack office : pour la rédaction du rapport ainsi que pour le traitement des données et les calculs,
- QGIS : pour délimiter la zone d'étude et cartographier le réseau hydrographique,
- Epanet : pour simuler le réseau ;

- Global mapper : pour avoir les altitudes ;
- Google Earth : pour avoir une meilleure vision de la zone d'étude et pour tracer le réseau,
- Autocad : pour réaliser les plans graphiques des ouvrages,
- Zotero : pour la réalisation de la référence bibliographique.

IV.2 Recherche bibliographique et collecte des données

Elle consiste à rassembler l'ensemble des documents et références nécessaires à la bonne conduite du projet, incluant les supports de cours et travaux de recherche de l'institut 2iE, le pan communal de développement de la commune de Ouéléni, rapports institutionnels, articles scientifiques et des mémoires traitant de l'approvisionnement en eau potable. Ces sources ont fourni des informations clés sur les données hydrologiques et climatiques, les infrastructures hydrauliques existantes, les normes et réglementation en vigueur pour les systèmes d'AEP, ainsi que les études antérieures sur la mobilisation de la ressource en eau, afin d'orienter la conception et le dimensionnement du futur réseau d'AEP à Tena.

IV.3 Etats des lieux et diagnostic

L'état des lieux, réalisé à travers les enquêtes socio-économiques auprès des ménages, a consisté à identifier et à caractériser les sources d'approvisionnement en eau potable, à inventorier les ouvrages hydrauliques existants ainsi qu'à analyser leur mode de gestion et leur état de fonctionnement. Cette étude a permis d'évaluer la ressource en eau disponible, d'identifier les insuffisances et d'orienter le choix de l'emplacement des bornes fontaines. Par ailleurs le système projeté sera alimenté par l'eau souterraine, d'où l'importance de connaitre les gites de cette ressource particulièrement dans notre contexte de socle.

IV.4 Mobilisation de la ressource en eau

La mobilisation de la ressource en eau à Tena repose sur l'analyse du contexte géologique et hydrogéologique, marqué par des aquifères discontinus du socle cristallin. Elle intègre l'identification des ressources souterraines exploitables ainsi que l'examen des ouvrages existants. Cette approche vise à définir les modalités techniques les plus adaptées à la mobilisation de la ressource disponible. La mise en place d'un Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) est retenue afin d'assurer une distribution régulière et sécurisée de l'eau potable.

IV.5 Le Tracé du réseau

Le trace du réseau a été élaboré en concertation avec les différentes parties prenantes après identification des sites d'implantation des bornes-fontaines, du château d'eau et du local technique, en tenant compte des contraintes locales (tombes, lieux sacrés, concessions et routes). Une simulation hydraulique a ensuite été réalisé afin d'assurer un bon fonctionnement du système avant la validation définitive du design.

IV.6 Evaluation des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau est une étape fondamentale dans le dimensionnement d'une adduction d'eau potable.

IV.6.1 Horizon du projet et population de l'étude

Afin d'assurer une gestion durable et adaptée aux défis actuels et futurs de l'eau potable dans le village de Tena, le présent projet a été planifié jusqu'en 2050. En se basant sur le Recensement General de la Population et de l'Habitat (RGPH) 2019, publié par l'INSD, la population de Tena comptait 2251 habitants. Pour estimer l'évolution de la population future à l'horizon du projet, le taux d'accroissement a été calculé à partir de la formule de Thomas MALTHUS et par la formule de l'INSD (Institut National de la Statique et de la Démographie).
Formule de Thomas MALTHUS :

$$\tau_{acc} = \left(\frac{P_{2019}}{P_{2006}}\right)^{\left(\frac{1}{2019-2006}\right)} - 1 \qquad (1)$$

Formule de l'INSD :

$$\tau_{acc} = \frac{1}{(2019-2006)} \times \ln\left(\frac{P_{2019}}{P_{2006}}\right) \qquad (2)$$

La population sera calculée à partir de la formule de Thomas MALTHUS ci-dessous :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau_{acc})^n \qquad (3)$$

IV.6.2 Taux de desserte

Le programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) du Burkina Faso vise à l'horizon 2030, à atteindre un taux de desserte de 80% à travers les Systèmes d'Approvisionnement en Eau Potable (SAEP), tout en réduisant la desserte par PEM de 91% en 2015 à 20% en 2030 (MEA/PN-AEP,2016). Dans une perspective à long terme, notre projet cible un taux de couverture de 90% d'ici 2050 soit 20% au Bornes fontaines (BF) et 70% aux

branchements privés (BP) car 5/6 de la population sont prêts et capables à contribuer à un BP contre 1/6 ne pouvant pas contribuer.

Tableau 1 : Taux de répartition de la population à desservir par BF et BP

Horizon du projet		2025	2030	2040	2050
Taux de desserte		56,4%	80%	88%	90%
Taux de desserte	BF	28,4%	24%	22%	20%
	BP	28,4%	56%	66%	70%

IV.6.3 Consommation spécifique

D'après le rapport socio-économique du village de Tena, la consommation spécifique de la population est de 35,47 l/j/hbts. Conformément au décret n°2019-0204/PRES/PM/MEA du 13 mars 2019 fixant les normes, critères et indicateurs d'accès à l'eau potable la consommation spécifique est fixé à 25 l/j/hbts pour les BF et 40 l/j/hbts pour les BP. Pour la conception et le dimensionnement du système, afin d'éviter le surdimensionnement ou le sous-dimensionnement et en se basant sur le décret et le rapport socio-économique, la consommation spécifique que nous retenons est de 25l/j/hbt pour les bornes fontaines et 30 l/j/hbt pour les branchements privés,

IV.6.4 Besoin en eau journalier de la population

Elle correspond à la quantité totale d'eau nécessaire par jour satisfaire les besoins domestique et annexes d'une population. Les besoins annexes sont estimés à environ 10% des besoins domestiques, dans le cadre de notre projet.

$$B_{dom} = Cs_{BF} \times Pop_{dess(BF)} + Cs_{BP} \times Pop_{dess(BP)} \quad (4)$$

$$B_{jm} = 1{,}1 \times B_d \quad (5)$$

IV.6.5 Variation de la demande

Elle permet d'analyser les fluctuations de consommation des usages et les périodes, à travers le coefficient de pointe horaire, journalier. Elle constitue un élément clé pour anticiper les pointes et dimensionner correctement les ouvrages hydrauliques.

- Coefficient de pointe journalier : il évolue entre 1,05 et 1,15. Sa formule est la suivante :

$$C_{pj} = \frac{B_{jp}}{B_{jm}} \quad (6)$$

Pour notre étude nous avons considéré $C_{pj} = 1{,}1$

- Coefficient de pointe horaire : il traduit les habitudes du consommateur durant la journée. Il varie entre 1,5 et 3. Etant donné que la population est inférieure à 10000 habitants, le coefficient est compris entre 2,5-3. Elle est obtenue à partir de sa formule empirique dite du « Génie Rural :

$$C_{ph} = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Q_{mh}}} \qquad (7)$$

Tableau 2 : Coefficient de pointe horaire en fonction des habitants

Population (Hbts)	C_{ph}
< 10000	2,5 à 3
10000 à 50000	2 à 2,5
50000 à 200000	1,5 à 2
>200000	1,5

Source : Génie rural français

IV.6.6 Rendement technique du réseau

Il constitue un indicateur essentiel pour apprécier l'efficacité du système de distribution. Dans le cadre du présent projet, il est prévu d'atteindre un rendement initial de 100%, traduisant une bonne maitrise des pertes (au niveau de l'adduction ainsi que le distribution) en début d'exploitation. Cependant en tenant compte de l'évolution des infrastructures, de l'usure des équipements et des contraintes d'entretien, ce rendement est estimé à 85% à l'horizon du projet.

IV.6.7 Besoin en eau en jour de pointe

Le besoin en eau en jour de pointe correspond à la quantité maximale d'eau nécessaire pour satisfaire la demande lors des journées où la consommation atteint son niveau le plus élevé, en tenant compte des variations de la sollicitation et des habitudes d'usage de la population. Il représente un paramètre déterminant pour le dimensionnement des infrastructures de distribution, car ils permettent d'assurer une desserte adéquate et un approvisionnement continu même durant les périodes de forte consommation.

$$B_{jp} = B_{jm} \times C_{pj} \qquad (8)$$

IV.6.8 Besoin de production

La production du jour de pointe désigne la capacité maximale que le système doit mobiliser pour répondre aux besoins enregistrés lors des périodes de forte sollicitation, en

prenant des facteurs tels que le rendement du réseau, les usages domestiques et annexes ainsi que la population.

$$B_{prod} = \frac{B_{jp}}{\eta_{rés}} \quad (9)$$

IV.6.9 Débit horaire de pointe

Le débit de pointe horaire correspond à la quantité maximale d'eau consommée durant l'heure de la forte demande. Il constitue un élément essentiel pour dimensionner les conduites et équipements du réseau.

$$Q_{ph} = \frac{Q_{mh} \times C_{ph}}{24} \quad (10)$$

IV.6.10 Nombre de forage à réaliser

Dans le cadre de la mobilisation de l'alimentation en eau potable, le nombre de forage à réaliser constitue un paramètre déterminant pour assurer une desserte adéquate de la population. Pour ce faire, il est généralement considéré qu'un forage peut être exploité si son débit minimal atteint 5m^3/h. Afin de dimensionner correctement les infrastructures, les hypothèses suivantes ont été retenues : une durée de pompage de 14 h et un débit d'exploitation fixé à 16 m3/h et l'utilisation des ressources en eau identifiées dans la zone d'étude.

$$N_{forage} = \frac{B_{prod}}{T_{p/j} \times Q_{exp}} \quad (11)$$

IV.7 Les différents systèmes du réseau

IV.7.1 Nature de la ressource et système de captage

La ressource exploitée provient d'un forage captant la nappe souterraine. Ce choix se justifie par la disponibilité de l'eau, une pompe adaptée au débit d'exploitation, sa qualité et la fiabilité de la nappe dans le temps. Le système mis en place comprend le forage, les conduites, un réservoir et quelques dispositifs de régulation tels que le clapet anti-retour, les vannes, le flotteur, le manomètre. Afin d'assurer une bonne protection de la ressource, le bon fonctionnement de la pompe et une alimentation régulière pour la population.

IV.7.2 Système de pompage

Le forage constitue la principale source d'alimentation en eau potable pour le site étudié, et le choix du système de pompage dépend de la profondeur de la nappe, du débit requis et des conditions énergétiques. Un système de pompage comprend les pompes, tuyauteries, réservoirs,

vannes et dispositifs de contrôle. Pour ce forage, le choix d'une électropompe submersible est obtenu par le débit d'exploitation et la Hauteur Manométrique Totale. Le débit d'exploitation est la capacité maximale durable du forage, tandis que la HMT intègre la hauteur géométrique à franchir ainsi que des pertes de charge du réseau. Le dimensionnement du système repose donc sur ces paramètres, afin d'assurer un approvisionnement en eau potable fiable et suffisant pour la population desservie.

Ci-dessous les formules :

- ✓ Hauteur Manométrique totale :

$$HMT = H_{géo} + \Delta H_{tot} \qquad (12)$$

- ✓ Puissance hydraulique :

$$P_h = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{1000} \qquad (13)$$

- ✓ Puissance absorbée :

$$P_a = \frac{P_h}{\eta_P \times \eta_M} \qquad (14)$$

- ✓ Puissance apparente :

$$S = \frac{P_a}{Cos\ Phi} \qquad (15)$$

IV.7.3 Source d'alimentation

Trois choix sont proposés pour l'alimentation du système en énergie : nous avons l'énergie solaire, où nous utiliserons des panneaux solaires ; l'énergie fournie par la SONABEL et l'énergie thermique (groupe électrogène). Pour garantir une autonomie énergétique fiable et étant donné que la zone est électrifiée et bénéficiant d'un très fort rayonnement, le système d'alimentation en énergie proposé pour l'adduction d'eau potable de Tena est hybride : Solaire/SONABEL. Il faut également noter que la SONABEL n'est pas encore disponible sur les lieux, mais compte tenu de l'horizon du projet sa mise en place est éventuellement possible. En attendant sa mise à disposition, et en cas de délestage, un groupe électrogène sera installé.

- ➢ Energie solaire

L'évaluation des conditions d'ensoleillement de la zone d'étude constitue une étape essentielle du dimensionnement du système photovoltaïque. Elle permet de déterminer les paramètres influençant la performance des panneaux : la durée d'ensoleillement, l'intensité du

rayonnement solaire, orientation et inclinaison des modules. Au Burkina Faso, la durée moyenne d'ensoleillement journalier se situe généralement entre 6 et 8 h. dans le cadre de notre projet, une durée de pompage de 6 heures a été retenue, de manière à garantir la continuité du service même dans les conditions les plus défavorables. L'intensité moyenne d'ensoleillement adoptée pour le dimensionnement est 5,15 kWh/m^2/jour. Le Burkina Faso est situé à la latitude 12°, ainsi pour favoriser la bonne captation du rayonnement solaire et le nettoyage naturel par la pluie, l'angle d'inclinaison optimal des panneaux sera de 15° direction Sud zéro.

- Puissance crête

La puissance crête nécessaire à produire par les panneaux photovoltaïques est déterminée à partir de la relation suivante :

$$P_c = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT \times T_{ens}}{3600 \times \eta_{pompe} \times \eta_{moteur} \times \eta_{ond} \times \gamma} \qquad (16)$$

Avec :

P_c = puissance crête (Wc)

T_{ens} = temps d'ensoleillement journalier

η_{pompe} = rendement pompe

η_{moteur} = rendement moteur

η_{ond} = rendement onduleur

HMT = hauteur manométrique totale (m)

Q = débit de la pompe

g : Accélération de la pesanteur (m/s2)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m3)

- Nombre et disposition des panneaux

Nous allons estimer le nombre de panneau par la formule ci-dessous :

$$N_{mod} = \frac{P_C}{P_{c,mod}} \qquad (17)$$

Avec :

N_{mod} : Nombre de module [-]

P_C : Puissance de crête [Wc]

$P_{c,mod}$: Puissance de chaque module [Wc]

Les modules seront disposés en configuration série-parallèle. Le nombre de modules dans chaque configuration est déterminé à l'aide du groupe de formule suivant :

$$\begin{cases} Nmod, série \leq \dfrac{U_{max,ond}}{U_{cc,mod}} \\ Nmod, parallele \leq \dfrac{Pc}{Pc, mod * Nmod, série} \end{cases} \quad (18)$$

Avec :

$Nmod, série$: Nombre de module en série

$Nmod, parallele$: Nombre de module en parallèle

$U_{max,ond}$: Tension max d'entrée de l'onduleur [V]

$U_{cc,mod}$: Tension de cc de l'onduleur

Pc : Puissance de crête

Pc, mod : Puissance de crête par module

- Puissance et tension de l'onduleur

L'onduleur permet de convertir le courant continu (CC) produit par les panneaux en courant alternatif (CA).

$$Pond = \frac{P_{pompe} * K}{\cos\varphi * \eta_{pompe}} \quad (19)$$

Avec

P_{ond} : Puissance de l'onduleur

P_{pompe} : Puissance de l'électropompe

$\cos\varphi$; Facteur de puissance de l'onduleur

η_{pompe} : Rendement de la pompe

K : facteur de correction pris à 1,05

- SONABEL

Le système d'alimentation en eau potable est basé sur l'énergie électrique fournie par la SONABEL pour assurer le bon fonctionnement de la pompe de pompage. La méthodologie adoptée comprend d'abord à déterminer, à partir du débit de projet et de la Hauteur Manométrique Totale (HMT), la puissance hydraulique nécessaire. Cette puissance permet ensuite d'estimer la puissance électrique requise, en prenant compte des rendements de la pompe et du moteur. Sur cette base, la puissance apparente à souscrire auprès de la SONABEL est évaluée afin d'orienter le choix du type de raccordement et des paramètres électriques associés.

- Groupe électrogène

La puissance apparente du groupe électrogène sera déterminée à partir de la formule approchée pour les pompes dont la puissance est inférieure ou égale à 20kW.
Sa formule est la suivante :

$$Papp = max \begin{cases} 2 * \dfrac{\rho * g * Q * HMT}{3600 * \eta_{pompe} * \eta_{moteur} * \cos\varphi} \\ 2 * \dfrac{\sqrt{3} * U_{moteur} * I_{moteur} * \cos\varphi}{1000} * 1.25 \end{cases}$$

Avec :
$Papp$: Puissance apparente du groupe [KVA]
U_{moteur} : Tension du moteur [V]
I_{moteur} : Intensité nominale du moteur [A]
$\cos\varphi$: Facteur de puissance

IV.8 Dimensionnement du réseau d'adduction

Le dimensionnement du réseau d'adduction constitue une étape cruciale dans la conception d'un système d'alimentation en eau potable simplifié (AEPS). Il vise à assurer que l'eau produite par le forage soit transportée efficacement jusqu'au réservoir de stockage, puis redistribuée vers les points de desserte. Ce processus repose sur le choix des matériaux, la détermination des diamètres des conduites, ainsi que le calcul des hauteurs géométrique et manométrique totale, nécessaires pour définir la puissance de pompage adaptée.

- Matériau des conduites d'adduction

Le choix des matériaux des conduites doit garantir la durabilité du réseau, sa résistance à la pression et sa facilité d'entretien. Pour les AEPS en milieu rural, le polyéthylène haute densité (PEHD) et le polychlorure de vinyle (PVC) sont les matériaux les plus couramment

utilisés. Pour le cadre du présent projet, le choix s'est porté sur le PEHD de pression nominale 16, en raison de sa souplesse facilitant la pose, de sa solidité face aux chocs et de sa fiabilité de ses assemblages soudées, qui réduisent considérablement les risques de fuites.

- Dimensionnement des conduites d'adduction

Les conduites d'adduction consistent à acheminer l'eau de la source jusqu'au réservoir. Ce processus de transfert doit se faire de façon gravitaire ou par refoulement. Il s'agit dans notre cas d'un refoulement car le déplacement de l'eau est mu par une pompe.
Les formules empiriques suivantes ont été utilisées pour le calcul du diamètre et sont présentées ci-dessous :

Tableau 3 : Formules de diamètres de la conduite d'adduction

$$\boldsymbol{D_{th}} = \begin{cases} \textbf{Bresse}: \mathbf{D_{th}} = \mathbf{1,5} \times \sqrt{\mathbf{Q}} \\ \textbf{Bresse modifié}: \mathbf{D_{th}} = \mathbf{0,8} \times \sqrt[3]{\mathbf{Q}} \\ \textbf{Bonin}: \mathbf{D_{th}} = \sqrt{\mathbf{Q}} \\ \textbf{Munier}: \mathbf{D_{th}} = (\mathbf{1} + \mathbf{0,02} \times \mathbf{n}) \times \sqrt{\mathbf{Q}} \\ \textbf{Bédjaoui}: \mathbf{D_{th}} = \mathbf{1,27} \times \sqrt{\mathbf{Q}} \end{cases} \quad \textbf{(12)}$$ • Condition de Flamant : v (m/s) ≤ D (m) + 0.6	Avec : $\boldsymbol{D_{th}}$: Diamètre théorique [m] $\boldsymbol{Q}$: débit refoulé [m^3/s] n : temps de pompage

La vitesse est calculée par la formule suivante :

$$v\left(\frac{m}{s}\right) = \frac{4 * Q}{\pi * Dth^2} \qquad (20)$$

A partir des résultats obtenus des différentes formules empiriques, la conduite à retenir est celle qui respecte à la fois la condition de vitesse et celle de Flamant.

- Condition de vitesse : 0,3≤ V (m/s) ≤ 1,5

- Diamètre des colonnes d'exhaure et montante

L'exhaure est à la colonne qui relie la pompe immergée à la tête du forage. Elle a pour fonction d'assurer la remontée de l'eau vers la conduite de refoulement.
La colonne montante, raccordée à la conduite de refoulement, permet l'alimentation du réservoir, tandis que la colonne descendante est connectée au réseau de distribution. Ces deux

colonnes seront réalisées en fonte, un matériau choisi pour sa durabilité et sa bonne résistance à la corrosion.

Le diamètre de ses colonnes s'obtient par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \qquad (21)$$

- Hauteur géométrique

La hauteur géométrique est la différence de hauteur entre le niveau de saturation du château et le niveau dynamique du forage (Zoungrana, 2003).

Elle est obtenue par la formule suivante :

$$H_{géo} = Z_R - Z_{ND} \qquad (22)$$

Avec :

Z_R: cote de déversement du réservoir (m)

Z_{ND}: cote du niveau dynamique du forage (m)

- Hauteur manométrique totale et choix de la pompe

La HMT est la charge que la pompe doit vaincre pour refouler l'eau vers le réservoir qui se situe à une certaine hauteur du terrain naturel, la pompe devrait fournir un travail pour aspirer l'eau depuis le forage. En effet la pompe exerce une certaine pression pour transférer ce volume d'eau dans le réservoir. Le calcul de la HMT se fait de la manière suivante :

$$HMT = H_{géo} + \Delta H + \frac{\Delta P}{\rho \times g} \qquad (23)$$

Avec :

HMT : Hauteur Manométrique Totale (m)

Hgéo : Hauteur géométrique (m)

ΔH : Pertes de charge (m) ΔP : Variation de pression (m)

g : Accélération de la pesanteur (m/s2)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m3)

Pour les forages, les pompes immergées seront choisies dans la gamme Grundfos, en prenant en considération le débit requis, la HMT et l'efficacité de chaque pompe.

- Pertes de charges

Le réseau d'eau potable du village de Tena fonctionne selon un écoulement en charge, c'est-à-dire que l'eau circule sous l'effet de la pompe sur toute la section de la conduite. Pour calculer les pertes de charge dans ce contexte, la formule empirique de Darcy-Weisbach a été retenue, car elle est largement utilisée dans les réseaux d'eau potable et fournit des résultats fiables de manière simple. Les pertes de charges singulières seront prises égales à 5% des pertes de charges linéaires, afin de simplifier les calculs pour s'assurer d'une sécurité hydraulique. La formule de la perte de charge totale est mentionnée ci-dessous :

$$\Delta H = 1{,}05 * \frac{8 * Q^2 * \lambda}{\pi^2 * D^5 * g} * L \qquad (24)$$

Avec :

Q : Débit de pompage [m^3/s]

D : Diamètre choisie [m]

L : Longueur de la conduite [m]

λ : Coefficient de résistance de la conduite [-]

- Vérification du coup de bélier

Le coup de bélier hydraulique, est un phénomène qui se produit dans un réseau de conduites lorsque la vitesse d'un fluide est brusquement élevée, réduite ou arrêtée. Cela entraîne une variation brusque de la pression, pouvant engendrer des surpressions ou dépressions importantes. Au regard des dommages causés par le coup de bélier, il est nécessaire de vérifier à chaque fois s'il n'est pas préjudiciable.

Par conséquent, les étapes suivantes sont observées :

- Calcul de la célérité : elle dépend du matériau et du diamètre de la conduite, elle permet de déterminer l'intensité de ce phénomène. Sa formule est :

$$\boldsymbol{C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k * \frac{D}{e}}}} \qquad (\mathbf{25})$$

Avec :

k= 33 pour le plastique qui est notre cas (PEHD)

D : le diamètre de la conduite

e : épaisseur de la conduite

- Calcul de la surpression et de la dépression ΔP : afin de maitriser l'impact du coup de bélier, il est essentiel de déterminer à la fois la dépression, correspondant aux chutes de pressions pouvant provoquer des cavitations, et la surpression qui représente la diminution de ces variations grâce aux dispositifs de régulation tels que le clapet anti-retour et aux caractéristiques du réseau comme l'emplacement des dispositifs de protection, le matériau des conduites, la longueur et le diamètre des conduites. Sa formule est la suivante :

$$\Delta \boldsymbol{H} = \pm \boldsymbol{C}\frac{\boldsymbol{V_0}}{\boldsymbol{g}} \qquad (\mathbf{26})$$

Avec :

$\boldsymbol{c}$: célérité de l'onde [m/s]

$\mathbf{V_0}$: vitesse moyenne d'écoulement [m/s]

$\boldsymbol{g}$: constante de pesanteur = 9,81 [m/s²]

- Calcul de la pression maximale : la pression maximale dans une conduite correspond à la plus haute pression atteinte, résultant de la pression de service et des surpressions transitoires comme le coup de bélier. Cette pression ne doit jamais dépasser l'enveloppe de pression, c'est-à-dire la limite admissible du matériau de la conduite, afin d'assurer la sécurité et la durabilité du réseau. Elle peut être calculée à l'aide de la formule :

$$P_{max} = HMT + \Delta P \qquad (27)$$

Avec :

ΔH: variation de la pression [m]

HMT : hauteur manométrique totale [m]

$\boldsymbol{P_{max}}$: pression maximale [m]

- Comparer le Rapport $\frac{P_{max}}{PN}$ et 1,2 avec PN : pression nominale de la conduite

Si $\frac{P_{max}}{PN} \leq 1{,}2$ alors le coup de bélier n'est pas préjudiciable pour la conduite,

Si $\frac{P_{max}}{PN} \geq 1{,}2$ alors le coup de bélier est préjudiciable pour la conduite et il faut donc prévoir les équipements de protection.

IV.9 Dimensionnement du réservoir de stockage

Le réservoir est un ouvrage destiné à stocker temporairement l'eau afin d'assurer une disponibilité constante pour les usagers, même lorsque la production est interrompue. Il permet de réguler l'équilibre entre la production continue et la consommation quotidienne : le surplus est stocké lorsque l'offre dépasse la demande, et le complément est fourni lorsque la demande excède la production.

- Capacité utile du réservoir

La capacité utile représente le volume d'eau réellement disponible pour répondre aux besoins des usagers. Elle est déterminée à partir de l'analyse des débits entrants et sortants sur une journée type et constitue un élément essentiel pour assurer l'équilibre entre la production et la consommation.

La capacité utile du réservoir peut être évaluée suivant trois méthodes complémentaires.

- La méthode analytique repose sur le calcul des débits entrants et sortants à différentes heures de la journée afin de déterminer le volume nécessaire.
- La méthode graphique consiste à tracer ces débits sur un graphique, et la capacité utile correspond au volume compris entre les courbes de production et de consommation.
- La méthode forfaitaire ou simplifiée utilisée des règles empiriques basées sur la population desservie et le débit moyen journalier. Elle donne une estimation rapide lorsque les données disponibles sont limitées.

Tableau 4 : Condition d'exploitation

Condition d'exploitation	Capacité utile
Adduction du jour, durant les périodes de consommation	10% Bj à 30% Bmj
Adduction continue (24h/24h)	30% Bmj
Adduction avec pompage solaire (environ 8h/j)	50% Bmj
Adduction nocturne	90% Bmj

Source : statistiques de centres d'AEP

Nous utiliserons la méthode forfaitaire, car nous ne disposons de l'ensemble des données statistiques nécessaires sur notre zone d'étude pour pouvoir appliquer les deux autres méthodes à savoir la méthode analytique et la méthode graphique.

Pour le cadre notre étude, nous choisissons un réservoir de type métallique et de forme cylindro-conique pour minimiser les coûts d'investissement et favoriser la mise en œuvre.

- Dimension du réservoir

Pour déterminer les dimensions du réservoir, le diamètre sera fixe, puis la hauteur sera calculée à partir de la formule ci-dessous, en tenant compte du volume utile nécessaire.

$$H = \frac{V_{rés} \times 4}{\pi \times D^2} \quad (28)$$

Avec :

D : diamètre du réservoir [m]

H : hauteur du réservoir [m]

$\boldsymbol{V_{rés}}$: volume utile du réservoir [m]

- Hauteur sous radier

La hauteur sous radier d'un château d'eau est la distance verticale mesurée entre le radier (la base de la fondation) et le bas du réservoir ou de la cuve d'eau. C'est un paramètre clé dans la conception et l'exploitation des châteaux. Pour la déterminer, nous avons utilisé les formules suivantes :

$$Zmin_{chateau} = Max(Z_{min})$$

$$H_{radier} = Zmin_{chateau} - Ztn_{chateau} \quad (29)$$

Avec :

Z_{min} = cote minimale imposée au niveau du point aval (m)

ΔH_{cum} = pertes de charges cumulées (m)

P_{min} = pression minimale imposée au point aval (m)

$Zmin_{chateau}$ = cote minimale du château imposée (m)

$Max(Z_{min})$ = maximum des cotes minimales imposées (m)

H_{radier} = hauteur sous radier

$Ztn_{chateau}$ = cote du terrain naturel du château imposée (m)

- Traitement de l'eau

Le traitement de l'eau vise à garantir sa potabilité pour la consommation humaine en éliminant les contaminants et en préservant sa qualité tout au long du réseau. Dans le cadre de notre projet, l'eau est issue d'un forage souterrain, généralement de bonne qualité et nécessitant peu de traitement. Cependant, la qualité de l'eau peut se dégrader pendant son transport vers les usagers. C'est pourquoi une désinfection au chlore réalisée à l'aide d'une pompe doseuse, sera mise en place, afin de maintenir la potabilité de l'eau par la rémanence, c'est-à-dire la persistance d'un résidu de chlore assurant une protection contre les contaminations ultérieures. Le débit et la capacité de cette pompe sont donnés par les expressions suivantes :

$$q = \frac{d \times Q}{c} \qquad (30)$$

Avec :

q : débit d'injection de la pompe doseuse (l/h)

d : dose de traitement en (mg/l)

Q : débit d'eau à traiter en (m^3/h)

c : concentration de la solution du chlore (g/l)

$$V = q \times T \qquad (31)$$

Avec :

V : volume du bac en litre

q : débit d'injection de la pompe doseuse (l/h)

T : temps de fonctionnement par jour en h

- Vérification du temps de contact du chlore

En vue d'assurer la sécurité sanitaire des populations à desservir, le chlore doit disposer d'un temps de contact suffisant avec l'eau pour exercer pleinement son action désinfectante. Ce temps minimal requiert au minimum 02 heures de contact pour le chlore.

$$T_c = \frac{Cu}{Q_{ph}} \geq 02h \qquad (32)$$

Avec :

T_c : Temps de contact du chlore (h)

Cu : Capacité utile du réservoir (m3)

Qph : Besoin de pointe horaire (m3/h)

- Vérification du temps de séjour

Pour profiter de l'effet résiduel du chlore, l'eau traitée doit être consommée avant que le chlore ne dépasse un temps maximal de transformation qui est de 48 heures. Nous avons donc conçu le réservoir de façon que le temps de séjour soit inférieur à 02 jours.

$$T_s = \frac{Cu}{B_{prod}} < 02j \qquad (33)$$

Avec :

T_s: Temps max de séjour (j)

Cu : Capacité utile du réservoir (m3)

B_{prod}: Besoin de pointe journalier (m3/j)

IV.10 Les points de desserte

Un point de desserte correspond à l'emplacement ou l'eau potable est mise à la disposition des usagers, tels que les branchements privés et les bornes fontaines.

- Bornes fontaines

La borne fontaine est un point collectif d'approvisionnement en eau potable relié au réseau. Elle est dimensionnée pour desservir jusqu'à 500 personnes et son implantation doit se situer à une distance maximale de 500 mètres des habitations. Le temps aller-retour pour la collecte de l'eau associant le puisage et le retour au domicile, ne doit pas dépasser 30 minutes. À l'horizon 2050, le village aura besoin de 7 bornes fontaines pour desservir la population. Chaque borne sera équipée de trois (3) robinets galvanisés de 0,25 L/s chacun afin d'assurer un approvisionnement convenable pour les usages domestiques. Les quartiers retenus pour l'implantation sont Toun, Kolon, Tangona, Kolana et Zanglenou avec des emplacements validés par les habitants pour assurer un accès équitable et limiter les conflits.

- Branchements privés

Le branchement privé est une connexion individuelle installée directement dans une concession et équipée d'un compteur pour mesurer la consommation. Il dessert en moyenne six personnes. D'ici 2050, 70 % de la population sera desservie par branchements privés, conformément aux projections du PN-AEP, ce qui nécessite 621 branchements au total dont 37 installations dès le démarrage du projet.

IV.11 Dimensionnement du réseau de distribution

Un réseau de distribution d'eau correspond à l'ensemble des conduites et équipements conçus pour acheminer l'eau potable depuis les réservoirs de stockage jusqu'aux points de consommation, en garantissant un débit et une pression adaptés aux besoins des usagers. Du fait de la réparation plus dispersée des habitations, le choix s'est porté sur un réseau de distribution ramifié. Le tracé a été défini à partir des différents levés topographiques effectués dans la zone. Concernant l'implantation du château d'eau nous avons choisi de le situer au point le plus du réseau, afin de favoriser l'écoulement gravitaire.

- Matériau des conduites de distribution et les conditions d'écoulement

Le choix des conduites de distribution est le PEHD avec une pression nominale de 16 bars. Plusieurs paramètres ont été pris en compte comme le débit de pointe horaire qui permet la satisfaction des demandes de pointe. Les vitesses d'écoulement comprises entre 0,3m/s et 1,2m/s, favorisent l'auto-curage et limitent l'érosion des conduites. Relativement aux pressions de service, le décret n°2019-0204/PRES/PM/MEA/MINEFID/MATDC/MS du 13 mars 2019 prévoit une pression minimale de 10 mCE pour les systèmes d'AEPS. De façon générale, les pressions de service sont comprises entre 10 et 50 mCE. Dans le cadre de cette étude, une pression minimale de 10 mCE a été retenue aussi bien pour les bornes fontaines que pour les branchements privés, tandis que la pression maximale est fixée à 50 mCE.

IV.11.1 Débit de pointe horaire de distribution

Le débit de pointe horaire de distribution correspond à la somme du débit des bornes fontaines (BF) et du débit de pointe des branchements privés (BP).

- Débit total des Bornes Fontaines

Les bornes fontaines prévues seront de type ONEA et comporteront 3 robinets de puisage, chacun délivrant un débit de 0,25 l/s. Ainsi, le débit total fourni par une borne fontaine est de 0,75l/s.

$$Q_{ph\,BF} = N_{BF} \times Q_{/BF} \qquad (33)$$

Avec

$Q_{ph\,BF}$: Débit de pointe horaire par borne fontaine [m^3/j]

$Q_{/BF}$: débit par borne fontaine [m^3/j]

N_{BF} : Nombre total de borne fontaine

- Débit de pointe horaire théorique des Branchements privés

Le débit total de pointe horaire des branchements privés est déterminé à partir de la formule ci-dessous :

$$Q_{ph1\,BP} = \frac{C_{s\,BP} \times Pop_{BP} \times (1 + \tau_{Ba}) \times C_{pj} \times C_{ph} \times 1000}{T_{dis} \times \eta_r \times 3600} \qquad (34)$$

Avec

$Q_{ph1,BP}$: Débit de pointe horaire théorique des branchements privés [l/s]

T_{dis} : Temps de distribution [h]

η_{ad} : Rendement du réseau d'adduction

C_{pj} : Coefficient de pointe horaire

- Débit total de distribution

Le débit total de distribution correspond à la somme des débits horaires de pointe réellement fournis par les bornes fontaines et les branchements privés.

- Débit en route

Le débit de pointe servira par la suite à déterminer les débits en route de chaque tronçon du réseau. En effet, le rapport entre le débit horaire de pointe des branchements privés et la longueur totale des conduites permet d'obtenir un débit dit linéique. Lorsque certaines conduites ont uniquement une fonction de transport, leur longueur n'est pas prise en compte dans ce calcul. Le débit en route sur chaque tronçon est alors obtenu en multipliant ce débit linéique par la longueur de la conduite concernée.

$$\begin{cases} Q_{ml} = \dfrac{Q_{ph2}(BP)}{L_{res}} \\ Q_{route} = Q_{ml} \times L_{troncon} \end{cases} \qquad (35)$$

Avec :

Q_{ml} : Débit linéique [l/m/s]

$Q_{ph2,BP}$: Débit de pointe horaire réel des branchements privés [l/s]

L_{res} : Longueur total des conduites assurant un sevice en route [m]

Q_{route} : Débit en route [l/s]

$L_{troncon}$: Longueur du tronçon [m]

- Débit fictif

Dans le cas du dimensionnement des conduites, seul le débit fictif sera pris en compte. Son estimation se fait à partir de la formule ci-dessous présentée :

$$Q_{fictif,i} = 0{,}55Q_{route} + \Sigma Q_{aval} \qquad (36)$$

Diamètre des conduites de distribution

La formule issue de la loi de continuité est utilisée pour déterminer le diamètre. Une fois le diamètre théorique calculé, on se réfère au catalogue des tubes PEHD pour choisir le diamètre commercial immédiatement supérieur. La conduite étant de section circulaire, le diamètre est obtenu en se basant sur l'hypothèse de vitesse égale à 1 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{fictif}}{\pi \times V}} \qquad (37)$$

- Pertes de charge à la distribution

Nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach pour calculer les pertes de charges générées dans les conduites de distribution. En ce qui concerne les pertes de charges singulières, nous avons considéré 5% des pertes des charges linéaires. La formule se décline comme suit :

$$\Delta H = 1{,}05 * \frac{8 * Q^2 * \lambda}{\pi^2 * D^5 * g} * L \qquad (38)$$

- Vitesses et pressions de l'eau des conduites d'écoulement

Pour chaque tronçon, la pression et la vitesse sont calculées et doivent répondre aux critères d'écoulement précédemment définis. La formule de la vitesse est déduite de la formule du diamètre théorique. La pression réelle de service à chaque nœud est obtenue en soustrayant la charge avale (Hi, aval) à l'altitude (Zi) du nœud. Cette charge avale résulte de la différence entre la côte piézométrique en tête du réseau (Zradier) et les pertes de charges cumulées ($\Sigma_i^{Rés} pdc$).

$$V = \frac{4 \times Q_{fictif}}{\pi \times D^2} \qquad (39)$$

$$H_{i,aval} = Z_{radier} - \sum_i^{Rés} pdc \quad avec\ Z_{radier} = \max(H_{i,\ min}) \qquad (40)$$

$$P_{i,réel,serv} = H_{i,aval} - Z_i \qquad (41)$$

- Simulation sur epanet

La simulation réalisée sous EPANET a pour objectif de vérifier la fiabilité du dimensionnement proposé et d'évaluer la résistance du réseau. Plusieurs données sont nécessaires, tels que les altitudes des nœuds, les longueurs des tronçons, les demandes en eau aux nœuds ainsi que la cote du réservoir, pour faire la simulation. Par la suite, une analyse comparative entre les résultats obtenus à l'aide d'Excel et ceux fournis par EPANET sera effectuée afin de vérifier qu'ils sont identiques.

IV.11.2 Caractéristiques des tranchées

Pour les réseaux d'adduction et de distribution, afin d'éviter l'encombrement des voies de circulation, les dommages causés par les chocs ou aux charges excessives, les conduites sont la plupart du temps enterrées. Les dimensions des tranchées doivent être adaptées à la stabilité du sol et aux différents diamètres des conduites tout en respectant les conditions suivantes.

$$P_{min} \geq DN\ (m) + 0{,}8$$

$$L_{min} \geq DN\ (m) + 0{,}4$$

IV.11.3 Equipements hydrauliques et ouvrages annexes

- Les équipements hydrauliques

Pour assurer le bon fonctionnement du système d'approvisionnement en eau potable, la présence des équipements de protestation est nécessaire. Il s'agit :

- Vannes de sectionnement : elles permettent d'isoler des tronçons du réseau pour les opérations de maintenance ;
- Vidanges : elles sont installées aux points les plus bas de la canalisation, elles permettent d'évacuer l'eau du réseau pour faciliter la maintenance et la réparation des conduites ;

- Ventouses : elles sont placées aux points les plus élevés du réseau, ces équipements permettent d'éliminer les poches d'air présentes dans les conduites et d'améliorer le débit ;
- By-pass : il est situé au pied du réservoir et assure la continuité du service d'AEP pendant les opérations de maintenance du réservoir. Il permet de contourner temporairement ce dernier et d'effectuer directement un refoulement distributif ;
- Manomètre : c'est un outil utilisé pour mesurer la pression de l'eau dans le réseau pour détecter toute anomalie ; du pressostat : ce dispositif placé en tête du forage, arrête automatiquement la pompe lorsque la pression dans la conduite d'adduction atteint une valeur maximale prédéfinie afin d'éviter les débordements du réservoir ;
- Clapet anti-retour : c'est une vanne qui garantit la circulation de l'eau dans un seul sens et la protection des équipements.

➢ Les ouvrages annexes

Il s'agit :

- Le local technique : ce bâtiment abrite l'ensemble des équipements de contrôle et de régulation ; le bureau : généralement à proximité du local technique ou de l'entrée du site, il accueille le personnel administratif et les techniciens pour assurer la gestion du planning ;
- Le magasin : il permet de stocker le matériel, les matériaux et les outils nécessaires à la maintenance du réseau ; la clôture : est un mur pour sécuriser l'ensemble des installations contre les actes de vandalisme, les intrusions, etc. ;
- Les latrines : ce sont des latrines VIP (Ventilated Improved Pit) séparés pour les hommes et les femmes.
- Local pompe doseuse
- Local groupe
- Mur de clôture
- Clôture grillagée autour du château
- Champ solaire

IV.11.4 Analyse Financière

Plusieurs critères sont pris en compte pour évaluer le prix de revient de l'eau, tels que la volonté et la capacité de la population à payer, les coûts d'exploitation des infrastructures, les politiques tarifaires en vigueur ainsi que les subventions publiques accordées. Fixer le prix de vente du mètre cube d'eau est donc primordial pour assurer la rentabilité du projet à réaliser.

Le coût du projet est évalué à partir d'un inventaire des différents éléments constitutifs du réseau.

Les charges d'exploitation sont l'ensemble des dépenses telles que l'entretien des équipements, les frais salariaux du personnel, le coût de l'énergie et le traitement de l'eau. Les dotations aux amortissements permettent d'intégrer le coût d'achat des équipements sur leur durée de vie.

Au Burkina Faso, pour les systèmes d'AEPS qui ne sont pas sous la gestion de l'ONEA, le prix de revient de l'eau est fixé en fonction des charges d'exploitation, des dotations aux amortissements et du volume d'eau vendu durant le projet (Casimir, 2024). Le volume d'eau consommé sur les 24 ans du projet est déterminé selon les demandes du jour de pointe.

Le prix du mètre cube d'eau est calculé en faisant la division de la somme des charges d'exploitation et des dotations aux amortissements par le volume total d'eau vendu. Une marge bénéficiaire de 10 % est ensuite ajoutée afin de déterminer le prix de vente de l'eau et d'assurer la viabilité financière du système.

V. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE

V.1 Etats des lieux et diagnostic

L'état des lieux a consisté à identifier les sources d'approvisionnement en eau potable, qui sont principalement constituées des forages équipés de pompes à motricités humaines (PMH), d'un PEA et de quelques puits. L'inventaire des ouvrages hydrauliques existants a montré la présence de neuf (9) forages dont 1 abandonné et un PEA fonctionnel. Malgré la disponibilité de ces ouvrages, l'accès à l'eau reste difficile. Le mode de gestion actuelle repose sur le contrat d'affermage avec un exploitant privé chargé de garantir l'entretien, la collecte des paiements et la pérennité du service. Cependant nous constatons que la zone d'étude ne dispose pas d'un système d'AEPS, aussi les caractéristiques des ouvrages déjà existants sont indisponibles. Notre futur système sera alimenté par la ressource en eau souterraine, nécessitant des forages à gros débit. Dans le contexte de géologique de socle cristallin de la région des cascades, caractérisé par des roches métamorphiques et granitiques, il est donc essentiel de localiser précisément les gîtes d'eau souterraine afin de garantir la disponibilité et la durabilité de l'approvisionnement pour l'AEPS.

Tableau 5 : Inventaire des ouvrages hydrauliques existants à Tena

POINTS D'EAU POTABLE VILLAGE DE Tena				Fonctionnalité
TENA	Tangona	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Kolon	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Tinou	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Fekiana	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Kolona	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Djokela	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Djokela	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Zanglenou	PMH	Communautaire	Fonctionnel
	Toum	PMH	Communautaire	Abandonné
	Tinglou	PEA	Communautaire	Fonctionnel
09 forages dont 01 abandonné et 01 PEA				

Source : Enquête terrain EEPC/CAFIB juin 2024

V.2 Mobilisation de la ressource en eau

La configuration géologique et hydrogéologique de Tena, caractérisée par des aquifères discontinus développés dans la zone altérée du socle cristallin et dans les fractures des roches, offre des conditions favorables pour la mobilisation des eaux souterraines. Toutefois les quelques forages existants permettent un accès limité à ces eaux, leur capacité reste insuffisante pour répondre aux besoins domestiques et agricoles de l'ensemble de la population. Cette situation met en évidence la nécessité de mobiliser de manière plus structurée la ressource disponible. La conception d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) apparaît ainsi comme une solution adaptée, capable de capter efficacement les volumes d'eau exploitables dans les aquifères locaux et de les distribuer de manière régulière et sécurisée à la communauté. En s'appuyant sur une exploitation raisonnée des eaux souterraines et sur une connaissance fine du contexte hydrogéologique, l'AEPS permettra de garantir un approvisionnement durable et de renforcer la résilience du village face aux variations saisonnières et à la pression démographique.

V.3 Conception et Dimensionnement du système d'AEP

V.3.1 Présentation des hypothèses de dimensionnement

Pour la réalisation de l'étude de faisabilité technique de l'AEPS, les hypothèses retenues sont les suivantes :

Tableau 6 : Hypothèse de dimensionnement

Hypothèse de dimensionnement de l'AEPS de TENA	
Critères	Valeurs
Horizon du projet	2050
Population 2019 [hbts]	2251
Pourcentage de desserte à l'horizon du projet	90%
Nombre d'habitants à desservir par BF	20%
Nombre d'habitants à desservir par BP	70%
Consommation spécifique BF [l/hbts/j]	25
Consommation spécifique BP [l/hbts/j]	30
Autres besoins	10%
Efficacité du réseau à l'horizon 2050	85%
Cpj	1,1
Cph	2,5≤Cph≤3
Durée théorique de pompage quotidienne [h]	14
Durée de distribution par jour des BF [h]	12
Durée de distribution par jour des BP [h]	24
Nombre d'individus par BF [hbts]	500
Nombre d'individus par BP [hbts]	6
Vitesse dans le réseau de distribution [m/s]	0,3≤V≤1,2
Pression de service [mCE]	10≤ P ≤50
Nature des conduites	PEHD

V.3.2 Evaluation des besoins en eau à l'horizon du projet

V.3.2.1 Taux de croissance de la population

Le taux de croissance retenu du village de Tena est fixé à 2,82%. Il a été déterminé à partir des recensements de 2006 et 2019, après analyse des différentes subdivisions de la zone d'étude afin d'assurer une estimation démographique fiable. Les résultats sont présentés en annexe 1.

V.3.2.2 Population desservie à l'échéance du l'horizon

En s'appuyant sur le modèle géométrique de croissance de Malthus, élaboré à partir des données du RGPH 2019 et du taux de croissance retenu, une estimation de la population de

Tena en 2050 a été obtenue. Le dispositif, dont la mise en service est prévue pour 2026, devra pourvoir aux besoins en eau de 90 % de la population.

Tableau 7 : Projection et estimation de la population

Projection et estimation de la population								
Désignation	Année	2019	2026	2030	2035	2040	2045	2050
Population	Hbts	2251	2735	3056	3512	4036	4638	5330
Taux de desserte	%		56,4	80	84	88	90	90
Population desservie	Hbts		1543	2445	2951	3552	4175	4797

A l'horizon du projet, le Village de Tena comptera à peu près 5330 habitants parmi lesquels 4797 habitants soit 90% de la population totale seront alimentés par notre système.

V.3.3.3 Besoins en eau potable

Les principaux points d'approvisionnement en eau de la population sont les bornes fontaines ainsi que les branchements privés, avec une répartition prévue de 20% pour les bornes fontaines et 70% pour les branchements privés.

Tableau 8 : Estimation des besoins de la population à desservir

Estimation des besoins de la population à desservir								
	Point de desserte	Unités	2026	2030	2035	2040	2045	2050
Taux de desserte aux	BP	%	28,2	56	61	66	70	70
Population à desservir par		Hbts	771	1712	2143	2664	3247	3731
Consommation journalière par		m3	23,13	51,36	64,29	79,92	97,41	111,93
Taux de desserte aux	BF	%	28,2	24	23	22	20	20
Population à desservir par		Hbts	772	733	808	888	928	1066
Consommation journalière par		m3	19,30	18,33	20,20	22,20	23,20	26,65
Besoin domestique	BP+BF	m3	42,43	69,69	84,49	102,12	120,61	138,58
Besoin annexe		m3	4,24	6,97	8,45	10,21	12,06	13,86
Besoin moyen journalier		m3/j	46,67	76,65	92,94	112,33	132,67	152,44
Rendement du réseau		%	100	95	90	85	85	85
Production du jour de pointe		m3/j	51,34	88,76	113,59	145,37	171,69	197,27

Selon les prévisions pour le projet en 2050, la consommation d'eau domestique et les besoins annexes qui représentent **10%** des besoins domestiques, s'élèvera respectivement à **138,6 [m3/j]** et **13,86 [m3/j]**. Les besoins moyens journalier en eau varieront de **46,67 [m3/j]** pour

une population de 1543 habitants en 2026 à **152,4 [m3/j]** pour **4797** habitants en 2050. Pour ce qui est des besoins en eau en période de forte sollicitation, ils augmenteront de **51,34 [m3/j]** en 2026 à **197,03 [m3/j]** en 2050. La demande d'eau en période de pointe pour 2050 est de **197,03 [m3/j]** pour une population de **4797** habitants, avec une efficacité globale du réseau prévu à **85%** d'ici l'horizon du projet et un coefficient de pointe journalier de 1,1.

V.4 Dimensionnement du réseau d'adduction

V.4.1 Débit de refoulement

Le village dispose déjà d'un forage de 16 m^3/h, avec un niveau dynamique de 30 m. Cette ressource sera exploitée sur la base d'un temps de pompage de 16 heures/jour. Les résultats relatifs au temps réel de pompage et au nombre de forages nécessaires à l'horizon 2050 sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9 : Détermination du nombre de Forage à l'horizon du projet

Nombre de forage à l'horizon du projet							
		2025	2030	2035	2040	2045	2050
Débit théorique de pompage	m3/h	3,531	6,122	7,6989	10,17	12,51	14,377
Débit d'exploitation du forage		16					
Nombre de Forage de 16 m3/h à mobiliser	m3/h	0,221	0,383	0,4812	0,636	0,782	0,8986
Nombre de Forage de 16 m3/h à mobiliser		1					
Débit réel de pompage	m3/h	16	16	16	16	16	16
Temps réel de pompage	h	3,531	6,122	7,6989	10,17	12,51	14,377
Temps réel de pompage retenu	h	3	6	7	10	12	14
Production	m3	48	96	112	160	192	224

En utilisant un débit d'exploitation de 16 m^3/h, le temps de pompage réel de **14 heures**. Avec ce temps réel de pompage, la production atteint 224 m^3/j, ce qui dépasse la demande en jour estimée à **197,3 m^3/j**. Ainsi, le forage existant est en mesure de couvrir entièrement les besoins de la population à l'horizon considéré.

V.4.2 Dimensionnement des conduites

Dans cette étude, il s'agit d'une adduction par refoulement avec un débit d'exploitation de 16 m3/h pour un temps de pompage de 14 h à l'horizon du projet. La conduite de refoulement a une valeur de 701,51 ml.

V.4.2.1 La colonne d'exhaure et la colonne montante

La vitesse utilisée est la vitesse hypothèse (1m/s) pour les deux conduites.

Le tableau 10 ci-dessous indique les diamètres retenus pour la colonne d'exhaure et pour la colonne montante du château :

Tableau 10 : Calculs du diamètre de la colonne d'exhaure et montante

COLONNE D'EXHAURE ET COLONNE MONTANTE					
Désignation	**Q(m3/h)**	**V(m/s)**	**Dth(mm)**	**Dint (mm)**	**DN (mm)**
Colonne d'exhaure	16	1	75,2252778	99	80
Colonne montante	16	1	75,2252778	99	80

V.4.2.2 Conduite de refoulement

Tableau 11 : Calcul du diamètre de la conduite d'adduction

CHOIX DE LA CONDUITE D'ADDUCTION									
Formules	**Débits (l/s)**	**Débits (m3/s)**	**Dth (mm)**	**Dth (m)**	**Dint (mm)**	**Dint (m)**	**V réelle (m/s)**	**Condition de Flamant**	**Vérification**
Bress	4,444	0,0044	100,00	0,100	130,8	0,131	0,33	0,73	**Ok**
Bonnin			66,67	0,067	73,6	0,074	1,04	0,67	**NON**
Bedjaoui			84,67	0,085	90	0,090	0,70	0,7	**Ok**
Munier			66,67	0,067	90	0,090	0,70	0,7	**Ok**
Bress modifie			131,53	0,132	130,8	0,131	0,33	0,73	**Ok**

Le diamètre de la conduite d'adduction a été déterminé en se basant sur les cinq (5) formules présentées précédemment. Le choix retenu de la conduite de refoulement (PEHD PN16) a été effectué en conformité avec les critères de Flamant, la condition la vitesse.

Après le dimensionnement nous constatons que toutes les valeurs des vitesses issues des formules empiriques sauf celle de Bonin respectent les conditions imposées dans la méthodologie. Cependant, nous retenons la formule de **Munier** qui a donné un diamètre commercial **DN110**.

V.4.3 Détermination de la HMT et choix de la pompe

La HMT et le débit d'exploitation constituent des paramètres déterminants dans le choix de la pompe immergée. La hauteur manométrique totale a été calculée en intégrant la perte de

charge évaluée à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach ainsi que la hauteur géométrique. Les résultats détaillés sont répertoriés en annexe 2. On a une HMT de **78 m** en considérant un niveau dynamique de **30 m**.

A l'issue du calcul de la HMT retenue du forage et en tenant compte du débit d'exploitation la pompe Grundfos **SP 18-10** équipée d'un moteur triphasé MS4000 de puissance nominale **5,5Kw** a été choisie pour le forage. Les caractéristiques de la pompe sont énumérées dans le tableau ci-après :

Tableau 12 : Caractéristiques de la pompe

CARACTERISTIQUES DE LA POMPE SP18-10									
Marque	**N [tr/min]**	**Type moteur**	**U [V]**	**R_Pompe-Moteur**	**R_pompe**	**Pn [kW]**	**In [A]**	**Cos Phi**	**Diamètre moteur (pouce)**
SP 18-10	2900	MS4000	3*400	62,0%	77,2%	5,5	13	0,76	4"

- Point de fonctionnement de la pompe

L'analyse des caractéristiques de la pompe permet de déterminer les valeurs optimales de débit et de Hauteur Manométrique Totale (HMT) assurant un écoulement adéquat. L'évaluation menée a mis en évidence un débit de 17,3 m^3/h et une HMT de 78 m au point de fonctionnement. La procédure utilisée pour définir ce point de fonctionnement est illustrée à la Figure ci-après :

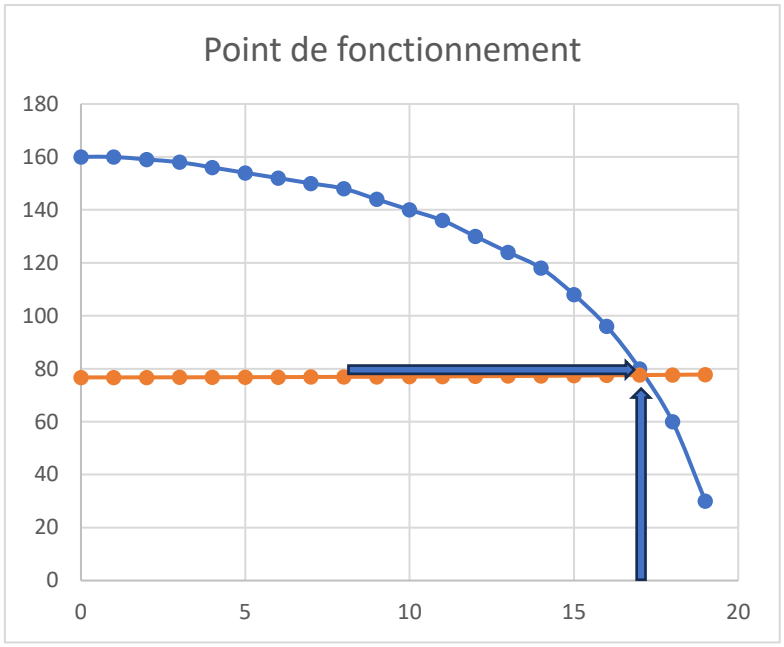


Figure 3: Point de fonctionnement

V.4.4 Vérification et protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier

Le dimensionnement montre que le rapport entre la pression maximale admissible et la pression nominale reste inférieur à 1,2, et que la pression minimale demeure supérieure à la pression atmosphérique. Ces résultats indiquent que la conduite de refoulement n'est exposée à aucun risque réel de coup de bélier, que ce soit en surpression ou en dépression. Il n'est donc pas nécessaire d'installer un dispositif anti-bélier. Par précaution, une ventouse à double fonction sera toutefois mise en place à la tête de chaque forage afin de faciliter l'évacuation de l'air pouvant s'accumuler lors du remplissage et de la mise en pression du réseau. Les résultats détaillés figurent en annexe 3.

V.4.5 Dimensionnement du réservoir

V.4.5.1 Capacite utile du réservoir

- Méthode forfaitaire

Le dimensionnement du réservoir métallique de forme cylindro-conique a été réalisé selon la méthode forfaitaire, en retenant un ratio de 33% de la production en période de pointe ; les résultats obtenus présentés ci-dessous :

Tableau 13 : Caractéristiques du réservoir

Caractéristiques du réservoir		
Paramètres	**Unité**	**Valeur**
Cote Terrain Naturel du radier	m	659,62

Demande de pointe Journalier	m3	197,27
Capacité réservoir calculée : 1/3*Bj	m3	65,76
Capacité utile du réservoir retenue	m3	**70,00**
Hauteur sous radier	m	12,00
Hauteur du réservoir	m	4,85
Diamètre du réservoir	m	4,29
Cote trop plein	m	676,47

Le volume du réservoir obtenu est de **65,76 m^3**. Pour plus de sécurité et en prévision d'éventuelles extensions, le volume retenu est de **70 m^3**. Le réservoir, de hauteur de **4,85 m** et de diamètre de **4,29 m**, sera disposé sur une cote TN de **659,62 m** avec une hauteur sous radier de **12 m**, ce qui permet d'atteindre une cote de trop plein de **676,47 m**.

V.4.5.2 Traitement de l'eau

Les résultats de l'étude s'appuient sur le fait que les eaux de forage sont en générale, de bonne qualité et adaptée à la consommation humaine. Afin, de maintenir cette qualité, une désinfection au chlore a été intégré au système d'alimentation en eau. Cette désinfection permet de conserver la potabilité de l'eau sur l'ensemble du réseau de distribution. Parmi les solutions étudiées, l'injecteur Venturi de type Dosaton assure une injection régulière et homogène du chlore, sans besoin d'Energie électrique. Ce mode d'injection permet d'appliquer une chloration continue et contrôlée. Ainsi, la dose de chlore maintenue est conforme à la valeur recommandée de 1,5mg/L.

Tableau 14 : Vérification du temps de contact et du temps de séjour du chlore dans l'eau

Critères	Unité	Résultats
Volume utile retenu	[m^3]	70,00
Temps de contact du chlore	[h]	**2,94> 2**
Temps de séjour	[j]	**0,12< 2**
Dose de traitement (d)	[mg/l]	1,5
Débit d'eau à traité (Q)	[m^3/h]	16
Concentration de la solution de chlore (C)	[g/l]	**5**

Débit d'injection de la pompe doseuse (q)	[l/h]	4,8
Temps de fonctionnement par jour (T)	[h]	14
Volume du bac (V)	[l]	**67,2**
Masse journalière de chlore (M)	[g]	**336**
Masse annuelle de chlore	[kg]	**122,64**

Le temps de contact du chlore et le temps de séjour calculés sont conformes aux exigences. Ils assurent une désinfection efficace de l'eau. Nous avons ainsi un bac de capacité de **67,2 l** avec une masse journalière de **336 g** pour alimenter une pompe doseuse de **4,8 l/h.**
Le château d'eau est accompagné d'ouvrages annexes qui permettent sont bon fonctionnement. Ce sont entre autres :

- Conduites d'amenée

La conduite d'amenée alimente le réservoir à partir du forage, elle part du forage à la côte TN jusqu'au trop plein du réservoir.

- Conduite de trop-plein

Elle permet l'évacuation des eaux en cas de remplissage excessif du réservoir de stockage. La conduite du trop-plein sera en conduite acier galvanisé à chaud et alimentera un fossé de drainage (en pierre) avec grillage à la sortie.

- Système de vidange

Pour effectuer la vidange du réservoir, la pompe de refoulement est mise à l'arrêt, la conduite de vidange est reliée à la conduite de trop plein par un robinet vanne permettant d'évacuer les eaux vers le fossé de drainage.

- Conduite de distribution

Le réseau de distribution permet d'acheminer l'eau du réservoir jusqu'aux bornes fontaines et aux branchements particuliers. Les conduites sont dimensionnées tenant compte de la pression de service, des débits aux bornes fontaines, et de la vitesse d'écoulement dans la conduite.

- Système by-pass

Il est constitué d'un ensemble de robinets vannes permettant l'isolement momentané du réservoir de stockage d'eau. Il permet ainsi la connexion des conduites d'amenée avec celle du réseau de distribution.

V.4.6 Dimensionnement du réseau de distribution

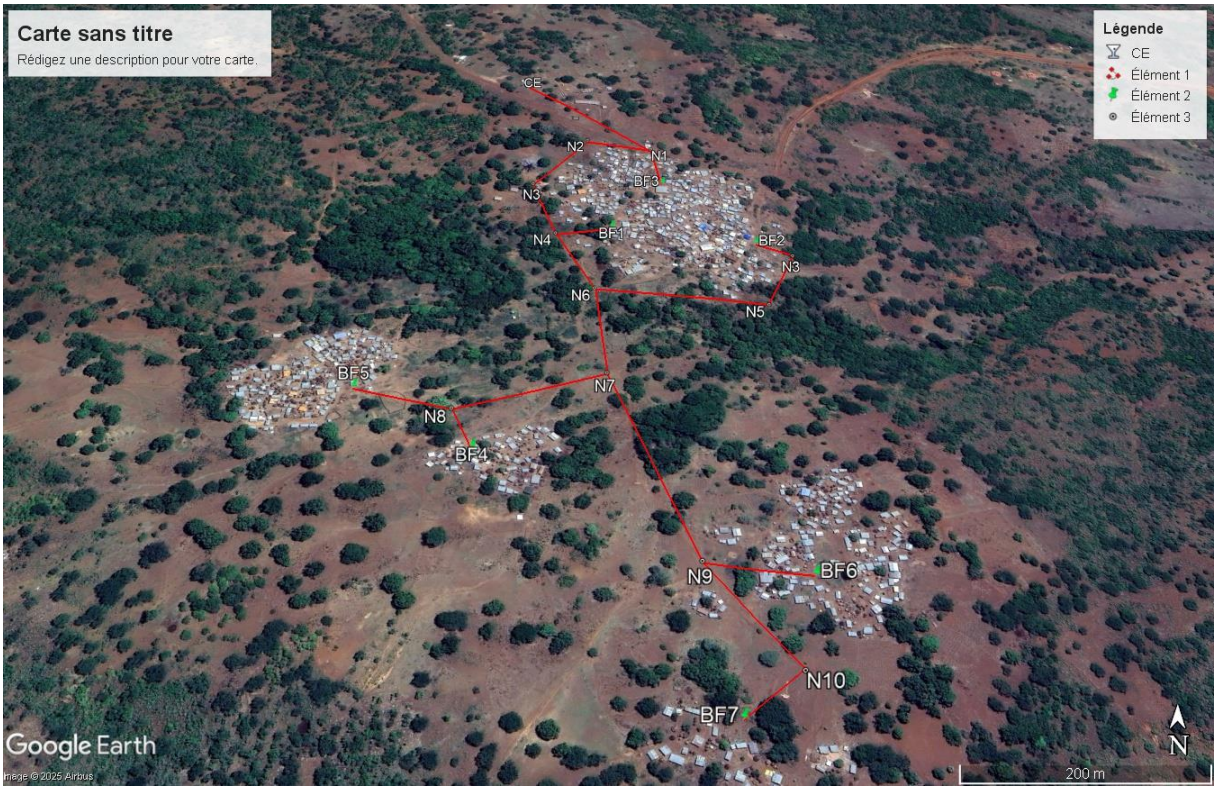


Figure 4: Tracé du réseau

V.4.6.1 Débit d'approvisionnement

Le dimensionnement du débit d'approvisionnement est réalisé pour assurer une distribution continue sur **16 heures** au niveau des branchements privés, afin de garantir la disponibilité permanente de l'eau aux usagers, avec un débit de **4,97 l/s**. Par ailleurs, le réseau comprend 7 bornes fontaines, chacune dimensionnée sur la base de trois robinets pour un débit unitaire de **0,75 L/s**, conduisant à un débit total des bornes fontaines de **5,25 l/s** et à un débit total de distribution de **10,22 l/s**. Pour une longueur totale de prélèvement de 1 435,84 m, le débit linéique calculé s'élève à 0,00346 l/s, ce qui permettra de déterminer le débit en route sur chaque tronçon du réseau. Les débits fictifs alors calculés sont consignés dans le tableau en annexe 3.

V.4.6.2 Dimensionnement hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnent hydraulique du réseau a été réalisé en respectant des vitesses d'écoulement comprises entre 0,3 et 1,2 m/s et une pression minimale de service de 10 mCe. Les calculs montrent une cote minimale exploitable du château d'eau de 671,13 m, conduisant à une hauteur sous radier retenue de 12 m. Les résultats obtenus lors de ce dimensionnement mettent en évidence des pressions excessives dans certaines conduites, liées à la différence de cote entre le réservoir et le réseau de distribution. Toutefois en condition réelles d'exploitation, la présence des branchements privés entraine une redistribution des débits le long du réseau, ce qui va contribuer à la modération les pressions observées. Les résultats du dimensionnement sont énumérés dans le tableau 15 :

Tableau 15 : Dimensionnement du réseau de distribution

Tronçon	Longueur (m)	Q(m3/s)	Dint(mm)	Vréelle(m/s)	Lambda	∑ΔH	Cote	Pser	Zmin (m)	Preelle(mCE)
CE-N1	232,01	0,0102212	130,8	0,76	0,01892	1,0390195	640,45	10	651,49	29,88
N1-BF3	70,64	0,0007500	51,4	0,36	0,02767	1,30488176	634,63	10	645,94	35,44
N1-N2	85,83	0,0093375	130,8	0,69	0,01926	1,36558953	646,77	10	658,14	23,24
N2-N3	117,8	0,0089905	130,8	0,67	0,0194	1,78426374	643,57	10	655,35	26,02
N3-N4	100,97	0,0086089	130,8	0,64	0,01957	2,11618433	634,48	10	646,59	34,78
N4-BF1	69,55	0,0007500	51,4	0,36	0,02767	2,37794424	631,83	10	644,2	37,17
N4-N6	108,94	0,0074969	130,8	0,56	0,02013	2,39552715	626,38	10	638,78	42,6
N6-N5	204,91	0,0014959	40,8	1,14	0,02266	10,3687541	606,79	10	627,16	54,22
N5-N11	102,75	0,0009457	40,8	0,72	0,02497	12,1293249	607,32	10	629,45	51,93
N11-BF2	43,62	0,0007500	40,8	0,57	0,02631	12,6246288	613,68	10	636,31	45,07
N6-N7	138,78	0,0052580	90	0,83	0,02019	3,5339053	628,85	10	642,39	38,99
N7-N8	173,04	0,0018295	51,4	0,88	0,02264	6,705485	644,83	10	661,53	19,84
N8-BF4	61,37	0,0007500	51,4	0,36	0,02767	6,93645849	645,21	10	662,15	19,23
N8-BF5	107,78	0,0007500	51,4	0,36	0,02767	7,11112819	650,84	10	667,95	13,42
N7-N9	269,71	0,0024744	73,6	0,58	0,02274	8,21433319	640,33	10	658,54	22,83

N9-BF6	98,88	0,0007500	51,4	0,36	0,02767	8,58648014	642,07	10	660,65	20,72
N9-N10	133,11	0,0010035	51,4	0,48	0,02584	9,05171578	648,89	10	667,94	13,43
N10-BF7	74,14	0,0007500	51,4	0,36	0,02767	9,33075072	652,04	10	671,37	10
			Vmin	0,36					Pmin	10
			Vmax	1,14					Pmax	54,22

V.4.6.3 Pose des conduites dans les tranchées

Les conduites en PEHD sont généralement assemblées par thermo fusion. Pour éviter tout endommagement dû au contact avec des débris, il est conseillé de placer les conduites sur un lit de sable au niveau des zones où le sol est résistant, comme les rochers ou la latérite, etc. Les dimensions des tranchées recommandées en fonction du diamètre nominal des conduites sont précisées dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Dimensionnement des tranchées

Dimensionnement tranché				
DN [mm]	Dimensions calculées		Dimensions retenues	
	H[m]	l[m]	H[cm]	l[cm]
160	0,96	0,56	100	60
110	0,91	0,51	100	60
90	0,89	0,49	90	50
63	0,86	0,46	90	50
50	0,85	0,45	90	50

Les diamètres allant de **110 à 160 mm** nécessitent des tranchées de dimension **100*60** cm pour diamètres de **50 à 90 mm** de tranchées de **90*50 cm**.

V.4.6.4 Simulation du réseau sur EPANET

Afin de vérifier le fonctionnement du réseau de distribution, une simulation hydraulique a été réalisée sur EPANET en période de forte consommation. Les caractéristiques des nœuds, des conduites et du réservoir ont été introduites dans le modèle. La simulation a permis d'obtenir les vitesses dans les conduites et les pressions aux nœuds, qui ont ensuite été comparées aux résultats calculés sur Excel.

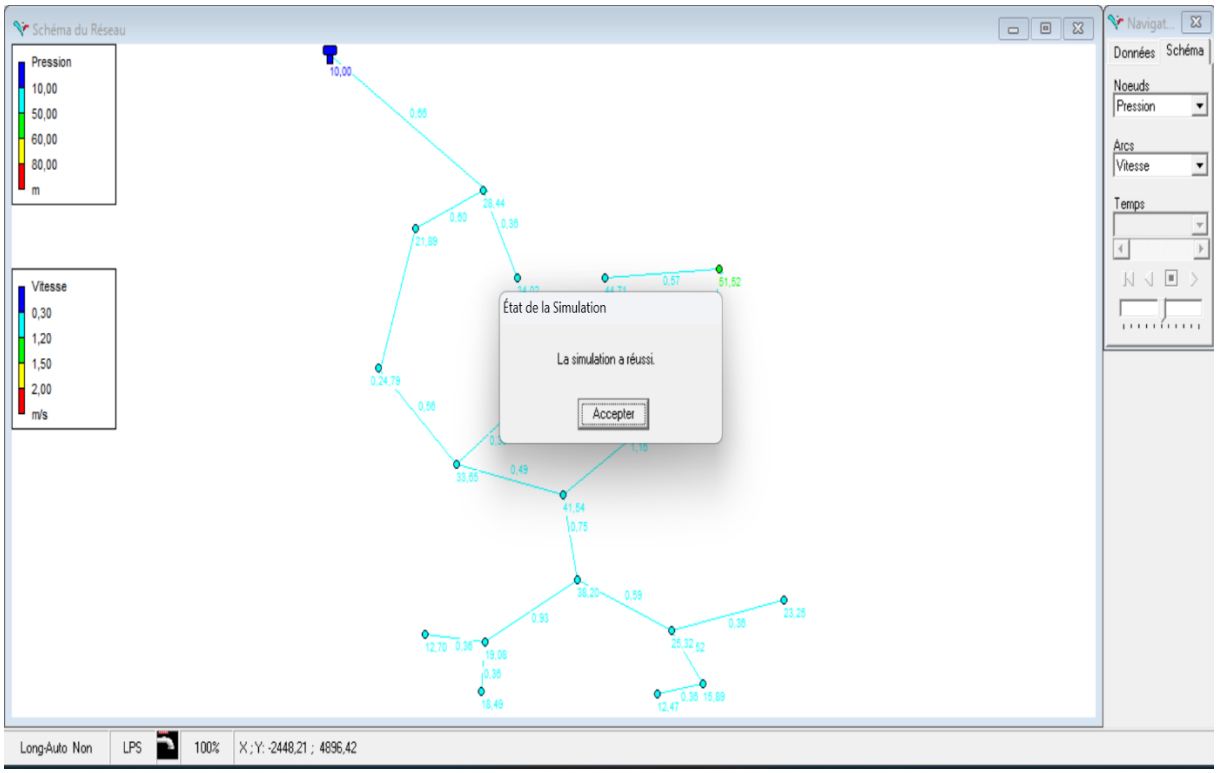


Figure 5: Modélisation Epanet des pressions et des vitesses

V.4.6.5 Comparaison des données simulées et calculées

Après la réalisation de la simulation hydraulique sur EPANET, les résultats obtenus ont été comparés aux valeurs issues des calculs afin d'évaluer la cohérence globale du modèle. L'analyse des graphiques comparatifs montre que les vitesses calculées et simulées évoluent de manière globalement cohérente sur l'ensemble des tronçons du réseau, avec des écarts limités liés à la répartition des débits dans le logiciel EPANET par rapport à ceux obtenus sous Excel, influençant ainsi les vitesses. De même, la comparaison des pressions met en évidence une distribution régulière des valeurs entre les différents nœuds, traduisant un fonctionnement hydraulique satisfaisant du réseau étudié. Les résultats sont présentés sous forme de graphique ci-dessous :

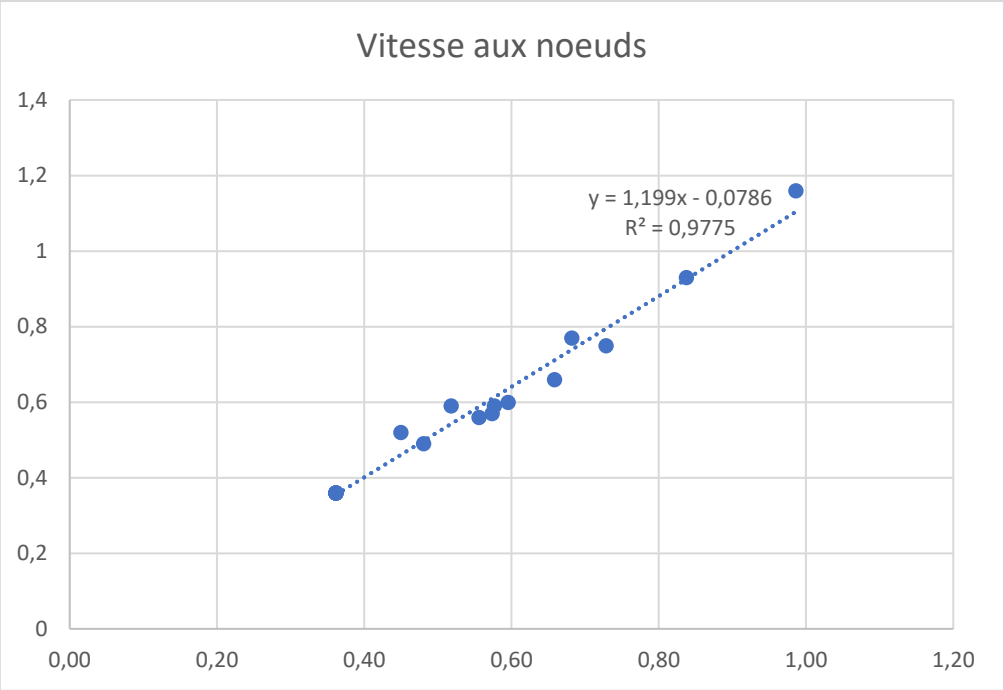


Figure 6: coefficient de détermination des vitesses simulées

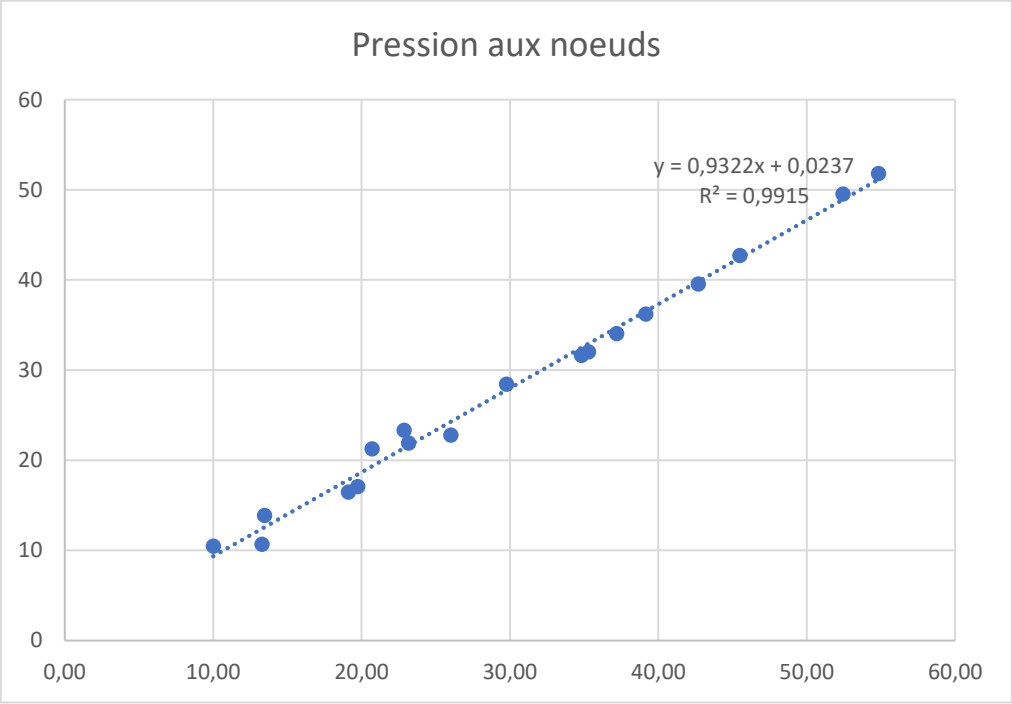


Figure 7: Coefficient de détermination des pressions simulées

Le coefficient de corrélation R^2 permet d'apprécier le degré de relation entre deux variables. Dans le cadre de cette étude, il est utilisé pour comparer les vitesses calculées et simulées ainsi que les pressions calculées et simulées. Une valeur de R^2 supérieure à 0,5 traduit une corrélation satisfaisante entre les variables, indiquant une bonne proximité des résultats.

L'analyse du graphique de comparaison des vitesses montre un coefficient de corrélation R^2 de l'ordre de 0,9. Cette valeur élevée met en évidence une très bonne concordance entre les vitesses

calculées et celles issues de la simulation. Les différences constatées sont faibles, ce qui montre la cohérence entre les résultats obtenus par les calculs et ceux donnés par le logiciel EPANET.

La comparaison des pressions donne un coefficient de corrélation R^2 supérieur à 0,5, traduisant également une bonne corrélation entre les pressions calculées et simulées. Cela montre que le modèle de simulation représente de façon satisfaisante le comportement hydraulique du réseau.

V.4.7 Dimensionnement des sources d'Energie

V.4.7.1 Champ solaire et onduleur

Champ solaire

Les résultats du dimensionnement du champ solaire sont présentés dans le tableau :

Tableau 17 : Caractéristiques du champ photovoltaïque

Désignation	**Forage**
Q(m3/h)	16,00
HMT (m)	78,0
Moteur	MS4000
Fréquence (Hz)	50
Rendement pompe (%)	77,2%
Rendement moteur-pompe (%)	62,0%
Ensoleillement journalier moyen (h)	5,15
Puissance du champ photovoltaïque calculée (Wc)	6726,8
Puissance du champ photovoltaïque retenue (Wc)	8000
Nombre de module de 250 Wc	32
Nombre de module en parallèle	2
Nombre de module en série	16

L'analyse des résultats met en évidence que le champ photovoltaïque devra développer une puissance de l'ordre de 8 kW afin d'assurer le fonctionnement optimal du forage. Cette capacité permet de couvrir à la fois l'alimentation de la pompe, l'éclairage du site et les besoins énergétiques liés aux opérations de construction. Le générateur solaire est constitué de 32 modules photovoltaïques de 250 Wc, organisés en chaînes série regroupées en 2 branches montées en parallèle, chaque branche étant composé de 16 panneaux connectés en série.

Onduleur

Pour transformer le courant continu produit par le champ photovoltaïque en courant alternatif, un onduleur de type RSI (Renewable Solar Inverter) de la marque **GRUNDFOS** sera choisi. Cet onduleur sert spécialement à alimenter les pompes immergées de la même marque. Les caractéristiques de l'onduleur sont présentées ci-dessous :

Tableau 18 : Caractéristiques de l'onduleur

Dimensionnement de l'onduleur					
Pmp(kW)	**K**	**Rp**	**Cos Phi**	**Sond calculé (kVA)**	**Sond retenu (kVA)**
5,5	**1,05**	**77,2%**	**0,76**	**9,843**	**10**

Les données présentées dans le tableau précédant indiquent que l'onduleur choisi a une puissance de **10 kVA** pour transformer le courant continu (CC) produit des panneaux solaires de chaque champ photovoltaïque en courant alternatif (CA) pour alimenter les électropompes.

V.4.7.2 SONABEL

Le temps de pompage quotidien pour ce projet est de 14h repartit en 6h de pompage solaire et en 8h de pompage assuré par la SONABEL. Le tableau ci-dessous présente les résultats.

Tableau 19 : Dimensionnement du compteur SONABEL

Pmp(W)	**Ku**	**Ks**	**Ke**	**P active (W)**	**Tension souscrite (V)**	**Intensité (A)**	**Intensité souscrite (A)**
5900	1	1	1,2	7080	400	13,4461839	**15**

Ku : facteur d'utilisation ;
Ks : facteur de simultanéité ;
Ke : facteur d'anticipation des évolutions.

L'intensité requise pour couvrir toutes les charges électriques est de **15 [A]** pour une tension triphasée de **400 [V**]. Dans l'objectif de minimiser les pertes d'énergie lors du transport de l'électricité jusqu'au site, nous avons prévu un transformateur, dimensionné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 20 : Dimensionnement du transformateur

Désignation	**Quantité**	**Puissance Total (W)**	**Ks**	**Pf (kW)**	**Cos phi**	**P app S (kVA)**	**P app S retenue (kVA)**
Electropompe	1	5500	0,9	4,95	0,76	28,5158	**29**
Réglette de 36 W	5	180		0,162			
Prise et Divers	5	18400		16,56			

Un transformateur MT/BT (Moyenne Tension/Basse Tension) de 29 [**kVA]** sera installé.

V.4.7.3 Groupe électrogène

Le groupe électrogène choisi est un groupe fonctionnant en triphasé avec une fréquence de 50 Hz. Les résultats du dimensionnement du groupe électrogène sont consignés dans le tableau 21 ci-dessous :

Tableau 21 : Caractéristique du groupe électrogène

Caractéristique du groupe électrogène						
Cos	U(v)	I(A)	P_a (kVA)	P_b(kVA)	P_{app}(kVA)	Papp retenu(kVA)
0,76	400	13	14,43	17,11	17	17

La puissance apparente du groupe choisi sera de 17 kVA.

V.4.8 Gestion de l'AEPS

Dans les zones rurales du Burkina Faso, la fourniture de l'eau potable relève de la responsabilité des collectivités territoriales, qui disposent d'une marge de manœuvre pour définir le mode de gestion le plus adapté aux réalités locales. Le bon fonctionnement et la pérennité d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable Simplifié (AEPS) reposent donc sur le choix d'un dispositif de gestion capable d'assurer le suivi des installations, la maîtrise des coûts et la prévention des risques sanitaires. Deux options principales peuvent être envisagées : une gestion directe ou une gestion déléguée. Pour l'AEPS de Tena, la gestion déléguée sera retenue plus précisément la gestion par affermage, elle apparaît comme la solution la plus appropriée, dans la mesure où elle permet d'améliorer l'autonomie du système, de faciliter son contrôle et de réduire les risques liés à une prise de décision inadaptée. Toutefois, l'efficacité de ce mode de gestion dépend fortement du choix d'un fermier compétent, disposant de ressources humaines qualifiées, d'une organisation structurée et de capacités financières

suffisantes pour assurer la maintenance des ouvrages et la continuité du service. Les principaux modes de gestion des systèmes d'AEPS au Burkina Faso dont présentés en annexe 11.

VI. EVALUATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

Bien qu'indispensable pour l'amélioration des conditions de vie des populations, ce projet doit se conformer aux exigences nationales de protection de l'environnement à travers une évaluation environnementale et sociale. Conformément au décret N°2015-1187/PRES-TRANS/ PM/ MERH/ MATD/ MME/ MS/ MARHASA/ MRA/ MICA/ MHU/ MIDT/MCT du 22 octobre 2015 tout promoteur de projet au Burkina Faso doit réaliser une étude d'impact environnementale (EIE) du projet afin d'identifier les risques potentiels pour l'environnement et proposer des mesures d'atténuation et de bonification appropriées. Ce décret distingue 3 catégories (A, B, C) des travaux, d'après son annexe 1, le présent projet d'alimentation en eau potable simplifiée de Tena relève de la catégorie B, nécessitant ainsi l'élaboration d'une notice d'impact environnemental (NIE).

VI.1 Rappel du cadre politique, législatif et institutionnel

Le Burkina Faso s'est engagé de façon concrète à préserver l'environnement et à promouvoir le développement social durable. Pour cela, il s'est doté de politiques nationales et a adhéré à divers accords et instruments juridiques internationaux. Cet engagement se traduit à travers la constitution, les lois-cadres telles que les différents codes sectoriels, ainsi que les lois spécifiques, les conventions et les traités internationaux approuvés. Par ailleurs, toute initiative locale ou projet de développement doit être accompagnée d'études d'impact environnemental et social (EIES/NIES), ainsi que d'un plan de gestion environnemental et social (PGES), afin de garantir une action responsable et respectueuse de l'environnement.

VI.2 Impacts environnementaux et sociaux du projet

Le projet d'AEP vise avant tout à l'amélioration des conditions de vie des populations en matière d'eau potable de façon durable. Cependant comme tout projet, il peut avoir des effets positifs, mais aussi engendrer certains désagréments, à différents moments de sa mise en œuvre : pendant l'installation du chantier et le transport du matériel vers les différents sites, tout au long de la réalisation des travaux de forage et le développement du puits, au cours de l'installation et le raccordement des réseaux de canalisations, pendant la conception et l'implantation du réservoir d'eau et durant la mise en place d'un espace sécurise pour le matériel et les équipements.

Sur le plan environnemental, la réalisation du projet d'AEPS peut entrainer des impacts négatifs telles que :

- La dégradation du sol, augmentant ainsi le risque d'érosion,
- Les vibrations et nuisances sonores due à la circulation des engins,
- La dégradation du milieu végétal de la zone de construction,
- La contamination de la nappe phréatique par les huiles des engins d'excavation pendant la pose des conduites,
- La pollution de l'air suite aux rejets de gaz et de particules de poussière durant les travaux.

Sur le plan sociétal, ce projet comporte à la fois des bénéfices et des coûts. Parmi ses effets favorables, on peut noter :

- La génération d'emplois,
- Le développement des infrastructures de la localité,
- L'amélioration significative de l'accès à l'eau potable en quantité suffisante et en qualité,
- La réduction des maladies hydriques,
- Le développement des activités économiques de la localité

Toutefois, des conséquences sociales négatives peuvent également émerger, telles que : la propagation des IST et du VIH/SIDA, la modification possible des pratiques culturelles locales, les perturbations temporaires de la circulation et des déplacements de certaines populations en raison des travaux.

VI.3 Mesures d'atténuations et de bonifications

Pour l'élimination des effets négatifs du projet, il est essentiel d'élaborer et de mettre en œuvre des mesures de mitigations adaptées à ces impacts. Elles sont consignées et détaillées dans le tableau en annexe 9.

VI.4 Evaluation des risques

Le risque peut se définir comme tout événement, comportement ou situation susceptible de provoquer un dommage non négligeable à l'organisme ou de l'empêcher de réaliser ses objectifs, de maximiser ses performances ou de saisir une opportunité. L'évaluation des risques est cruciale et essentielle dans la réalisation de tout projet. Nous avons observé quelques risques que peuvent faire face les travailleurs qui sont :

- Incendie,
- Mauvaise implantation des ouvrages,
- Difficultés d'accès au site,
- Accidents,
- Pollutions accidentelles (déversement des hydrocarbures),
- Pollution de l'air et nuisances sonores,
- Perturbation de la faune et de la flore,
- Dégradation des ouvrages,
- Mauvaise gestion, etc…

VI.5 Plan de gestion environnemental et social (PGES)

Le Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) est un élément clé pour assurer la mise en œuvre efficace de l'évaluation environnementale. Il vise à assurer la pertinence et l'efficacité des mesures préventives et correctives prévues dans le plan de réduction des impacts, en veillant à ce qu'elles produisent les effets attendus. Ce dispositif inclut à la fois une vérification de la conformité du projet aux réglementations et orientations nationales, ainsi qu'une analyse de ses répercussions sur l'environnement et la société. Il se compose de deux volets principaux : le contrôle environnemental et le suivi des aspects écologiques du projet.

VII. ANALYSE FINANCIERE DU PROJET

L'analyse financière et économique permet d'apprécier la faisabilité et la pérennité du projet en tenant compte du contexte économique local. Elle vise à vérifier l'adéquation entre les moyens financiers mobilisés, les investissements à réaliser et la capacité du système à assurer son fonctionnement et sa maintenance. Dans le cas d'un projet public, cette analyse intègre également les bénéfices collectifs, notamment l'amélioration de l'accès à l'eau potable et les impacts positifs sur les conditions de vie des populations, selon une démarche méthodologique rigoureuse.

VII.1 Evaluation des couts du projet

Le montant total requis pour l'exécution du projet d'approvisionnement en eau potable est évalué à 287 722 104 FCFA TTC, comme récapitulé dans le tableau 21.

Tableau 22 : Couts estimatifs de réalisation de l'AEPS

N°	Désignation	Prix total
1	DEPLACEMENT ET INSTALLATION DE CHANTIER	5 900 000 CFA
2	OUVRAGES DE CAPTAGE, POMPES ET EXHAURE	9 050 000 CFA
3	ENERGIE ET RACCORDEMENTS	49 035 000 CFA
4	RESEAU D'ADDUCTION	8 960 025 CFA
5	RESERVOIR	47 625 000 CFA
6	POMPE DOSEUSES	4 785 000 CFA
7	RESEAU DE DISTRIBUTION	60 977 659 CFA
8	POINT DE DESSERTE	31 045 000 CFA
9	CONSTRUCTION DE LOCAUX DIVERS ET SYSTÈME D'ECLAIRAGE	12 800 000 CFA
	MONTANT TOTAL HORS TAXE	230 177 683 CFA
	Suivi et contrôle des travaux (5%)	11 508 884 CFA
	Imprévu (2%)	4 603 554 CFA
	TVA (18%)	41 431 983 CFA
	TOTAL TTC	**287 722 104 CFA**

VII.2 Estimation des charges d'exploitations et des amortissements

Les charges d'exploitation correspondent à l'ensemble des dépenses nécessaires au fonctionnement du système, notamment celles liées à l'entretien courant, au traitement de l'eau, à la maintenance des équipements ainsi qu'aux charges de personnel. Pour les charges salariales, une d'augmentation annuelle constante de 2% a été retenue.

La dotation aux amortissements reflète la dépréciation technique et économique des équipements sur toute leur durée de vie. Elle permet donc de planifier le renouvellement progressif des infrastructures et d'assurer la pérennité du système. Dans cette étude, l'amortissement a été calculé aux principaux ouvrages et équipements du projet selon leurs durées de vie respectives.

Tableau 23 : Couts des amortissements annuels de quelques équipements

Dotation aux amortissements	**Annuités**			
	Désignation	**Durée de vie [an]**	**Montant d'investissement [FCFA]**	**Annuité [FCFA/an]**
	Pompe	10	6 000 000 CFA	600 000 CFA
	Energie	25	49 035 000 CFA	1 961 400 CFA
	Réservoir	25	47 625 000 CFA	1 905 000 CFA
	Construction des locaux divers et système d'éclairage	15	12 800 000 CFA	853 333 CFA
	Total des annuités			**5 319 733 CFA**
	Total des amortissements totaux			**127 673 600 CFA**
Charges d'exploitation	**Frais Salariaux**			
	Personnel	**Nombre**	**Salaire mensuels**	**Montant annuels [FCFA]**
	Chef de centre	1	90 000 CFA	1 080 000 CFA
	Fontainier	7	40 000 CFA	3 360 000 CFA
	Maintenancier	1	45 000 CFA	540 000 CFA
	Agent de sécurité	2	50 000 CFA	1 200 000 CFA
	Total des charges annuelles du personnel			**6 180 000 CFA**
	Total des charges salariales sur la durée de vie du projet			**191 767 252 CFA**
	Charge de fonctionnement			
	Désignation	**Fréquence**	**Durée par an**	**Montant annuels [FCFA]**

	Maintenance des modules	1	12	150 000 CFA
	Chloration	0,6	219	1 314 000 CFA
	Charge annuelle de fonctionnement			**1 464 000 CFA**
	Total des charges de fonctionnement sur la durée de vie du projet			**35 136 000 CFA**

Les résultats présentent les différents coûts liés à l'exploitation du système ainsi qu'aux amortissements des équipements, permettant d'obtenir une estimation globale des dépenses nécessaires au fonctionnement du projet sur sa durée de vie. Ils montrent par ailleurs que les charges d'exploitation sont plus élevées que les amortissements, traduisant le poids des dépenses de fonctionnement dans le projet.

VII.3 Estimation du prix de vente du mètre cube d'eau

Sur l'ensemble de la durée de vie du projet, le volume total d'eau produit est estimé à 1 728 711,48 m³. Compte tenu des pertes techniques et des contraintes d'exploitation, le volume effectivement vendu a été retenu à environ 85 % de la production totale.

Le prix de vente du mètre cube d'eau s'appuie est calculé en prenant compte les charges d'exploitation et les amortissements des équipements, rapportés au volume total d'eau vendue durant le projet. Pour assurer l'équilibre financier du système et assurer sa durabilité, une marge bénéficiaire de 10 % a été prise en compte dans le calcul.

Cette méthode permet de fixer un tarif de vente adapté avec les coûts réels du service, tout en restant compatible avec les capacités de paiement des usagers.

Tableau 24 : Estimation du prix de revient du mètre cube d'eau

Désignation	**Unité**	**Cycle de vie du projet**
Dotation aux amortissements	F CFA	**127 673 600** CFA
Charges d'exploitation	F CFA	**226 903 252 CFA**
Volume total d'eau produit	m^3	1728111,48
Volume d'eau consommé	m^3	1468894,748
Prix de revient du m^3 de l'eau	F CFA	241,39
Prix de vente au m^3 d'eau	F CFA	265,529

Sur la base du prix de vente estimé du mètre cube d'eau, il a été retenu un tarif de 300 FCFA/m³ pour l'approvisionnement aux bornes fontaines et de 350 FCFA/m³ pour les branchements privés.

VII.4 Rentabilité du projet

L'analyse financière du projet met en évidence des performances économiques satisfaisantes sur l'ensemble de la période considérée. Les flux de trésorerie générés, actualisés sur la durée totale du projet, s'élèvent à 333 051 225 FCFA, pour un investissement initial estimé à 287 697 104 FCFA.

Avec un taux d'actualisation fixé à 10 %, le calcul de la Valeur Actuelle Nette (VAN) fait apparaître un montant positif de 45 706 701 FCFA, traduisant la capacité du projet à couvrir ses coûts tout en générant un surplus financier. Le Taux de Rentabilité Interne (TRI) de notre étude est de 10 % correspondant au taux d'actualisation retenu, donc on peut dire que notre projet est financièrement stable.

Ces résultats indiquent que le projet est économiquement viable et peut être réalisé sans risque pour sa stabilité financière. Le projet a également une importance particulière sur les plans social et sanitaire, en améliorant de façon durable l'accès à l'eau potable pour les populations du village de Tena.

VIII. CONCLUSION ET RECOMMENDATION

Ce travail a consisté sur l'étude et le dimensionnement d'un système d'adduction d'eau potable en milieu rural, dans un contexte marqué par la variabilité climatique et les enjeux croissants liés à l'accès durable à l'eau. L'objectif principal est de proposer une solution technique fiable, économique et adaptée aux besoins actuels et futurs de la localité étudiée.

Les résultats obtenus montrent que le système projeté est techniquement faisable et capable de satisfaire la demande en eau à l'horizon 2050, tant en termes de production que de distribution. Les choix de dimensionnement hydraulique, de stockage et d'alimentation en énergie, permettent de maintenir le service en limitant les coûts d'exploitation.

Du point de vue économique, le projet est rentable, avec une Valeur Actuelle Nette positive et un Taux de Rentabilité Interne correspondant au taux d'actualisation choisi. Le prix de vente de l'eau est de 300 FCFA par mètre cube pour les BF et de 350 FCFA pour les BP, ce qui permettra de couvrir les charges d'exploitation, les amortissements des équipements et de garantir la durabilité du système.

En plus de sa rentabilité économique, ce projet a un impact social majeur en contribuant à l'amélioration des conditions de vie et de santé des populations bénéficiaires. Sa mise en œuvre effective, accompagnée d'une gestion rigoureuse et participative, constitue une étape essentielle vers un accès équitable et durable à l'eau potable en milieu rural.

Recommandation

Afin d'assurer la durabilité, l'efficacité et la bonne gestion du système d'adduction d'eau potable à mettre en place, il est recommandé de :

- S'assurer de la sécurisation des droits fonciers avant toute phase de réalisation ;
- Adopter une sélection rigoureuse du fermier en se basant sur son expérience et ses performances antérieures ;
- Travailler en étroite collaboration avec les autorités locales, les leaders communautaires et les bénéficiaires dès le démarrage jusqu'à l'aboutissement du projet ;
- Sensibiliser les populations à l'entretien, à l'hygiène du système et au respect des modalités de paiement de l'eau ;
- Impliquer les bénéficiaires dans la gestion du système à travers la mise en place et la formation des Associations des Usagers de l'Eau (AUE) ;
- Encourager l'abandon progressif des points d'eau modernes (PEM) au profit de l'AEPS ;
- Sensibiliser les populations à la protection des ressources naturelles et à l'utilisation rationnelle des infrastructures hydrauliques ;
- Prévoir la réalisation de forages supplémentaires afin de pallier d'éventuelles défaillances de l'ouvrage existant ;
- Assurer la maintenance régulière des ouvrages, y compris le curage périodique des conduites à faibles vitesses d'écoulement ;
- Mettre en œuvre des campagnes régulières de contrôle de la qualité de l'eau sous la supervision du maître d'ouvrage ;
- Surveiller en continu le forage existant afin de mieux appréhender les variations de débit ;
- Organiser des journées de salubrité avec les populations pour renforcer l'hygiène et la salubrité du cadre de vie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Alassane, T. (2024). *ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UN SYSTÈME D'ADDUCTION D'EAU POTABLE (AEP) A MÉTIO DANS LA COMMUNE DE TO, RÉGION DU CENTRE-OUEST AU BURKINA FASO.*

CAFI-B/EEPC. (Janvier 2025). *Rapport socio-économique de Tena.*

Casimir, S. P. (2024). *TUDE DE FAISABILITÉ TECHNIQUE ET FINANCIÈRE D'UN SYSTÈME D'APPROVISIOONNEMENT EN EAU POTABLE SIMPLIFIÉ (AEPS) A SOGPELSÉ DANS LA COMMUNE DE THYOU, RÉGION DU CENTRE-OUEST AU BURKINA FASO.*

COMPAORE, W.-y. M. (2024). *ETUDES DE FAISABILITE TECHNIQUE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE (AEP-MV) DE KOREBA, MANGOROTOU ET BAKARIBOUGOU DANS LES COMMUNES DE KOUNDOUGOU ET DE DANDE, PROVINCE DU HOUET, REGION DES HAUTS-BASSINS AU BURKINA FASO.*

DGEP. (2019). *Décret définissant les normes, les critères et les indicateurs d'accès au service public d'eau potable.*

DGEP. (2019). *Document cadre de gestion de l'eau potable en milieu rurale.*

DGEP/MEEA. (2024). *Inventaire National des Ouvrages Hydrauliques.*

DIARRA, L. I. (2025). *ETUDE D'AVANT-PROJET DETAILLE D'UN SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE SIMPLIFIE (AEPS) DANS LE VILLAGE DE MOUNI, COMMUNE DE NIOU, REGION DU PLATEAU-CENTRAL, AU BURKINA FASO.*

Faye, M. D. (2022). *Groundwater Characteristics and Quality in the Cascades Region oh Burkina Faso.*

Grundfos. (s.d.). *SP18-10, Pompe immergée pour forage.* Grundfos Products Sélection.

INSD. (2006). *Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH) du Burkina Faso.*

INSD. (2019). *Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH) du Burkina Faso.*

Kouakep Chimi, D. (2023). *Caracterisation geologique et hydrogéologique des systémes aquiferes du bassin sedimentaire de l'Ouest du Burkina Faso. Mzemoire de master, Université de Liége.* Belgique.

MEA. (2019). *Décret_Normes_Critéres_Eau_Potable.*

MEA. (s.d.). *Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et d'Asaainissement (PN-AEPA).* 2000.

MEA/PN-AEP. (2016). *Programme Nationale pour l'Approvisionnement en Eau 2016-2030. .*

Ouéléni, C. M. (2020). *Plan Communal de Développement.*

ZOUNGRANA, D. (Novembre 2003). *Cours d'Approvisionnement en Eau Potable.*

ANNEXES

Annexe 1: Estimation du taux d'accroissement de la population xv
Annexe 2 : Détermination de la HMT xv
Annexe 3 : Calcul de débit fictif xvi
Annexe 4 : Vérification du coup de bélier xvii
Annexe 5 : Graphe comparatif entre pressions, vitesses simulées et pressions, vitesses calculées xviii
Annexe 6 : Pressions et Vitesse calculées et simulées xix
Annexe 7 : Devis estimatif et quantitatif xix
Annexe 8 : Carnet des noeuds xxiv
Annexe 9 : Mesures d'atténuation xxvi
Annexe 10 : Fiche technique xxvii
Annexe 11 : Mode de gestion de l'AEPS xxviii
Annexe 12 : Plans xxix

Annexe 1: Estimation du taux d'accroissement de la population

Subdivision administrative	2006	2019	Formule de MALTHUS	Formule INSD
Burkina Faso	14017262	20505155	2,969281415	2,926051907
Région des Cascades	531808	812466	3,313652978	3,259934963
Province de la Léraba	124280	179423	2,864957618	2,824685092
Commune de Ouelini	11662	17993	3,392006785	3,335746927
Village de Tena	1698	2251	2,192328062	2,168642108

Annexe 2 : Détermination de la HMT

Paramètres	Unités	Valeurs
Débit pompage Qprod	[m^3/h]	16
Niveau dynamique du forage ND	[m]	30
Cote du Château d'eau ZCE	[m]	659,621
Cote du forage Zfor	[m]	633,738
Hgéo	[m]	72,73
Perte de charge	[m]	5,103
Variation de pression/($\rho \times g$)	[m]	18/(9,81*1000)
Hauteur Manométrique Totale	[m]	77,84
HMT retenue	[m]	78

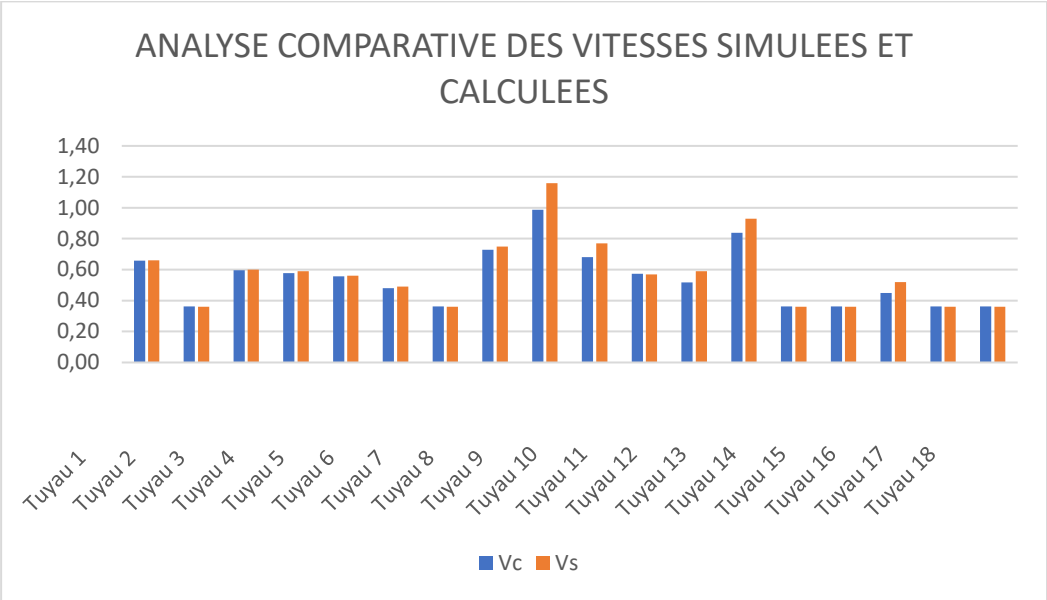
Annexe 3 : Calcul de débit fictif

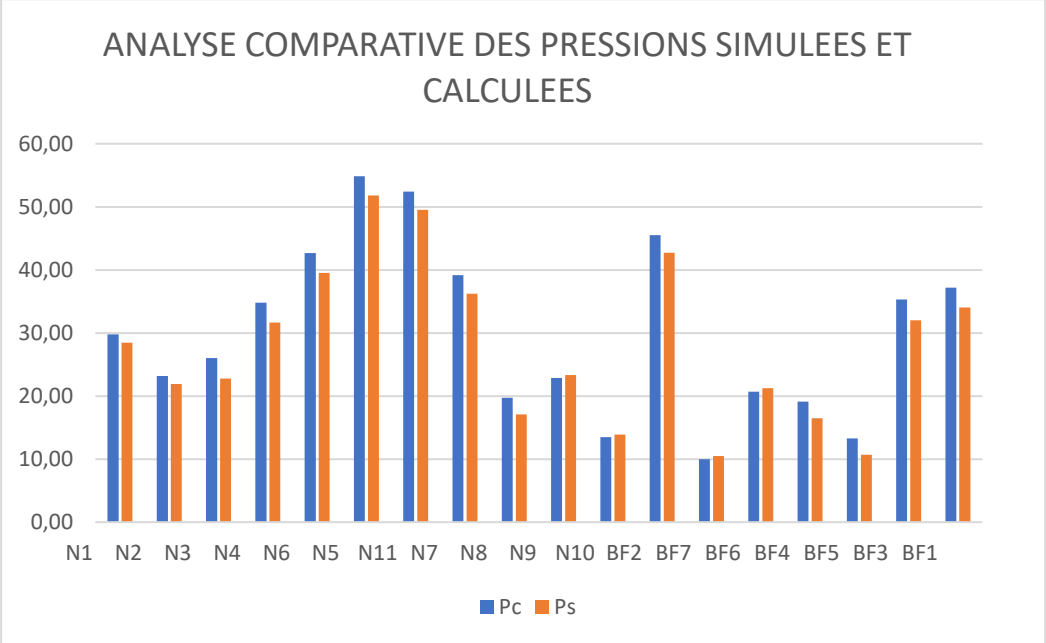
Tronçon	Nœuds	Longueur [m]	Débit Soutiré [l/s]	Qaval [l/s]	Qfictif [l/s]	Qfictif[m3/s]
CE-N1	N1	232,01	0,000	10,22	10,22	0,01022
N1-BF3	BF3	70,64	0,000	0,75	0,75	0,00075
N1-N2	N2	85,83	0,297	9,17	9,34	0,00934
N2-N3	N3	117,8	0,408	8,77	8,99	0,00899
N3-N4	N4	100,97	0,350	8,42	8,61	0,00861
N4-BF1	BF1	69,55	0,000	0,75	0,75	0,00075
N4-N6	N6	108,94	0,377	7,29	7,50	0,00750
N6-N5	N5	204,91	0,709	1,11	1,50	0,00150
N5-N11	N11	102,75	0,356	0,75	0,95	0,00095
N11-BF2	BF2	43,62	0,000	0,75	0,75	0,00075
N6-N7	N7	138,78	0,480	4,99	5,26	0,00526
N7-N8	N8	173,04	0,599	1,50	1,83	0,00183
N8-BF4	BF4	61,37	0,000	0,75	0,75	0,00075
N8-BF5	BF5	107,78	0,000	0,75	0,75	0,00075
N7-N9	N9	269,71	0,934	1,96	2,47	0,00247
N9-BF6	BF6	98,88	0,000	0,75	0,75	0,00075
N9-N10	N10	133,11	0,461	0,75	1,00	0,00100
N10-BF7	BF7	74,14	0,000	0,75	0,75	0,00075
		2193,83	4,971			

Annexe 4 : Vérification du coup de bélier

Paramètres	Valeur
Débit de refoulement(m^3/h)	16
Longueur de refoulement(m)	701,51
Diamètre intérieur retenu(m)	0,09
Vitesse initiale(m/s)	0,70
Perte de charge(m)	5,103
Hauteur Manométrique Totale(m)	78,00
Célérité de l'onde(m/s)	533,82
Variation de pression(m)	18,00
Surpression H_{max} (m)	65,75
Dépression H_{min}(m)	29,71
Pression nominale PN(m)	160
Pression atmosphérique P_{atm}(m)	10,33
Pression maximale admissible PMA(m)	192

Annexe 5 : Graphe comparatif entre pressions, vitesses simulées et pressions, vitesses calculées





Annexe 6 : Pressions et Vitesse calculées et simulées

Nœud	Pc	Ps	Tuyau	Vc	Vs
N1	29,78	28,44	Tuyau 1	0,66	0,66
N2	23,18	21,89	Tuyau 2	0,36	0,36
N3	26,02	22,79	Tuyau 3	0,60	0,6
N4	34,82	31,65	Tuyau 4	0,58	0,59
N6	42,68	39,54	Tuyau 5	0,56	0,56
N5	54,83	51,82	Tuyau 6	0,48	0,49
N11	52,44	49,52	Tuyau 7	0,36	0,36
N7	39,16	36,2	Tuyau 8	0,73	0,75
N8	19,75	17,08	Tuyau 9	0,99	1,16
N9	22,86	23,32	Tuyau 10	0,68	0,77
N10	13,47	13,89	Tuyau 11	0,57	0,57
BF2	45,50	42,71	Tuyau 12	0,52	0,59
BF7	10,00	10,47	Tuyau 13	0,84	0,93
BF6	20,71	21,25	Tuyau 14	0,36	0,36
BF4	19,10	16,49	Tuyau 15	0,36	0,36
BF5	13,28	10,7	Tuyau 16	0,45	0,52
BF3	35,30	32,02	Tuyau 17	0,36	0,36
BF1	37,18	34,06	Tuyau 18	0,36	0,36

Annexe 7 : Devis estimatif et quantitatif

N	TRAVAUX	UNITE	QTE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL (F CFA)
1	**DEPLACEMENT ET INSTALLATION DE CHANTIER**				
1.1	Amené, Installation et repli de chantier	ff	1	3 500 000 CFA	3 500 000 CFA
1.2	Frais de fonctionnement des installations de base	Mois	4	350 000 CFA	1 400 000 CFA
1.3	Etablissement de dossier d'exécution et plan de recollement	ff	1	1 000 000 CFA	1 000 000 CFA

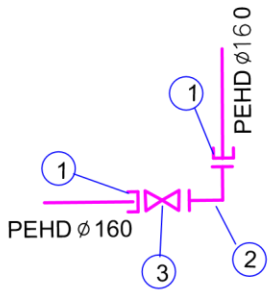
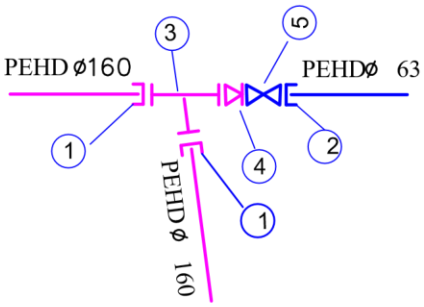
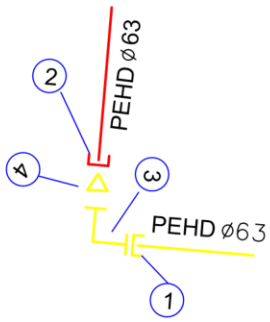
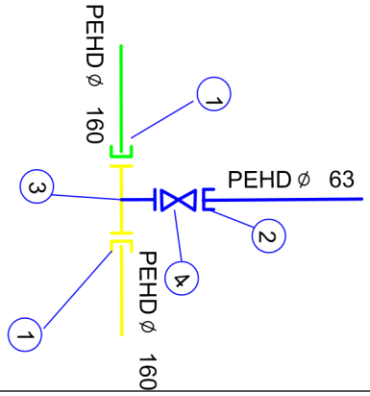
	SOUS TOTAL 1				**5 900 000 CFA**
2	**OUVRAGES DE CAPTAGE, POMPES ET EXHAURE**				
2.1	Développement de forage et essai de pompage (par palier, longue durée)	u	1	1 350 000 CFA	1 350 000 CFA
2.2	Analyse de l'eau	u	1	130 000 CFA	130 000 CFA
2.3	Fournitures, pose et raccordement d'électropompes immergées (SP 18-10) de 16 m3/h de 78 m de HMT y compris avec des câbles de sécurité en acier inoxydables et toutes sujétions	u	1	6 000 000 CFA	6 000 000 CFA
2.4	Fournitures, pose et raccordement de colonnes montantes flexible de DN 90	ff	1	300 000 CFA	300 000 CFA
2.5	Génie civil tête de forage	ff	1	600 000 CFA	600 000 CFA
2.6	Fournitures, pose et raccordement d'équipement hydromécaniques dans la tête de forage y compris butée et support	u	1	650 000 CFA	650 000 CFA
	SOUS TOTAL 2				**9 030 000 CFA**
3	**ENERGIE SOLAIRE**				
3.1	Fournitures, pose de station solaire de 8 kW (plateforme, panneaux photovoltaïques, régulateur de charge, ondulateurs sinusoïdaux, …)	ens	1	25 000 000 CFA	25 000 000 CFA
3.2	Fourniture, pose, raccordement et essai d'un onduleur pour pompe Grundfos RSI 5500, Tension MPP mini recommandé 400 VDC, Tension MPP maxi recommandé 800 VCD, y compris toutes sujétions	u	2	3 000 000 CFA	6 000 000 CFA
	Fourniture, installation et raccordement d'un parafoudre DC 800V, y compris toute sujétion	u	2	250 000 CFA	500 000 CFA
3.3	Fourniture, mise en place et raccordement de Câble 3X6mm² pour le raccordement des panneaux solaires photovoltaïque	u	120	3 000 CFA	360 000 CFA
3.4	Fourniture, installation et raccordement de Câble électrique 3X10mm² pour le raccordement entre les panneaux solaires photovoltaïque et l'onduleur	ml	50	3 500 CFA	175 000 CFA
3.5	Fourniture, pose et raccordement d'un court-circuit compris toute sujétion	u	2	50 000 CFA	100 000 CFA
3.6	Fourniture, pose et raccordement d'un coffret y compris toutes sujétions	u	2	50 000 CFA	100 000 CFA
	SOUS TOTAL 3				**32 235 000 CFA**
4	**ENERGIE (SONABEL)**				
4.1	Extension ligne MT au local compteur SONABEL, y compris toutes sujétions	Km	0,6	8 000 000 CFA	4 800 000 CFA

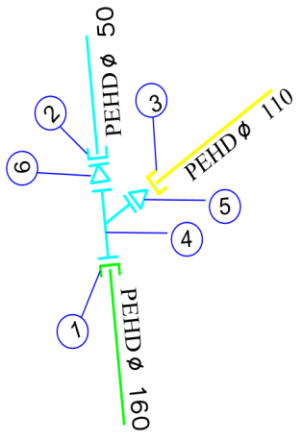
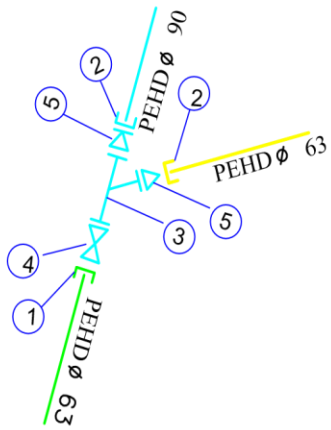
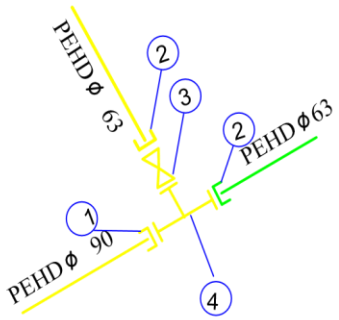
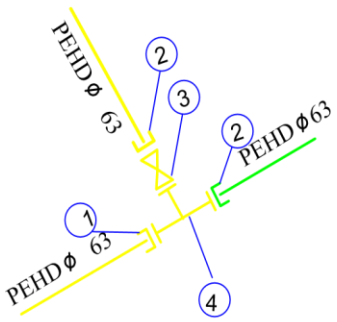
4.2	Transformateur MT/BT sur poteau 130KVA, y compris toutes sujétions	u	1	12 000 000 CFA	12 000 000 CFA
	SOUS TOTAL 4				**16 800 000 CFA**
5	**RESEAU D'ADDUCTION**				
5.1	Fourniture et installation de pièces conformes	ens	1	1 000 000 CFA	1 000 000 CFA
5.2	Excavation et remblai pour pose de tuyau PEHD de 160 mm	ml	702	2 500 CFA	1 753 775 CFA
5.3	Fourniture et pose de tuyau en PEHD de 160 mm PN 16 y compris toutes les sujétions	ml	702	6 500 CFA	4 559 815 CFA
5.4	Fourniture et pose de pièces de raccordement	ens	1	350 000 CFA	350 000 CFA
5.5	Pose de bornes de repérages	ens	55	10 000 CFA	550 000 CFA
5.6	Essai de pression	ml	702	450 CFA	315 680 CFA
5.7	Pose de butées en béton	m3	3	80 000 CFA	80 000 CFA
5.8	Rinçage et désinfection	ml	702	500 CFA	350 755 CFA
	SOUS TOTAL 5				**8 960 025 CFA**
	RESERVOIR				
6.1	Etude géotechniques	u	1	850 000 CFA	850 000 CFA
6.2	Fourniture et pose d'un château métallique de 70 m3 de hauteur sous cuve de 12 m avec toutes les sujétions	ens	1	45 000 000 CFA	45 000 000 CFA
6.3	Fourniture, pose et réglage de contrôleur de niveau type robinet flotteur	u	1	500 000 CFA	500 000 CFA
6.4	Construction d'un regard au pied du château (by-pass)	u	1	300 000 CFA	300 000 CFA
6.5	Approvisionnement et pose d'un compteur d'eau	u	1	325 000 CFA	325 000 CFA
6.6	Equipement complet du regard de by-pass	u	1	500 000 CFA	500 000 CFA
6.7	Essai d'étanchéité du château	ff	1	150 000 CFA	150 000 CFA
	SOUS TOTAL 6				**47 625 000 CFA**
7	**POMPE DOSEUSES**				
7.1	Approvisionnement et mise en place d'un bac mélangeur, tuyau de raccordement et autres accessoires nécessaires pour l'installation, y compris toutes sujétions.	u	2	800 000 CFA	1 600 000 CFA
7.2	Approvisionnement d'un filtre doseur	ff	2	100 000 CFA	200 000 CFA
7.3	Fourniture de pièces et travaux de plomberie	ff	1	600 000 CFA	600 000 CFA
7.4	Fourniture de désinfectant alimentaire chlore en pastille	ff	2	450 000 CFA	900 000 CFA
7.5	Fourniture et mise en place de hangar de protection	ff	1	240 000 CFA	240 000 CFA
7.6	Fouille et remblai pour pose	ff	1	200 000 CFA	200 000 CFA
7.7	Installation et main d'œuvre plomberie	ff	1	1 045 000 CFA	1 045 000 CFA
	SOUS TOTAL 7				**4 785 000 CFA**

8	**RESEAU DE DISTRIBUTION**				
8.1	Fourniture et installation de la conduite y compris fouille pour tout type de terrain, fourniture et pose de lit de sable, grillage avertisseur bleu, remblai, pièces spéciales, mise en place de bornes de repérage, butée et toutes sujétions	ml	2194	7 031 CFA	15 424 819 CFA
8.2	Excavation et remblai pour mise en place de tuyau	ml	2194	2 000 CFA	4 387 660 CFA
8.3	Fourniture et installation de tuyau PEHD De 160 PN 16, y compris toutes sujétions	ml	646	11 000 CFA	7 101 050 CFA
8.5	Fourniture et mise en place de tuyau PEHD De 110 PN 16, y compris toutes sujétions	ml	139	9 500 CFA	1 318 410 CFA
8.6	Fourniture et installation de tuyau PEHD De 90 PN 16, y compris toutes sujétions	ml	270	8 500 CFA	2 292 535 CFA
8.7	Fourniture et mise en place de tuyau PEHD De 63 PN 16, y compris toutes sujétions	ml	789	6 500 CFA	5 125 315 CFA
8.8	Fourniture et pose de tuyau PEHD De 50 PN 16, y compris toutes sujétions	ml	351	6 500 CFA	2 283 320 CFA
8.9	Essaie de pression y compris toutes sujétions	ml	6769	450 CFA	3 046 050 CFA
8.10	Rinçage et désinfection y compris toutes sujétions	ml	6769	500 CFA	3 384 500 CFA
8.11	Compteur volumétrique 125	u	1	250 000 CFA	250 000 CFA
8.12	Vanne de sectionnement DN 63	u	7	100 000 CFA	700 000 CFA
8.13	Vanne de sectionnement DN 90	u	2	172 000 CFA	344 000 CFA
8.14	Accessoires installés dans le regard au niveau des noeuds	u	6	75 000 CFA	450 000 CFA
8.15	Kit complet pour vidange	ens	1	350 000 CFA	350 000 CFA
8.16	Kit complet ventouse	ens	1	320 000 CFA	320 000 CFA
8.17	Fourniture et installation de pièces spéciales (té, coudes, …)	ens	1	500 000 CFA	500 000 CFA
8.18	Construction chambres y compris toutes les sujétions	u	2	500 000 CFA	1 000 000 CFA
8.19	Construction de Bornes fontaines, y compris toutes les sujétions	u	6	1 750 000 CFA	10 500 000 CFA
8.20	Fournitures et installations de pièces de robinetterie et de raccordement de Bornes Fontaines	u	6	250 000 CFA	1 500 000 CFA
8.21	Approvisionnement de pièces de rechange pour l'entretien du réseau	ens	1	700 000 CFA	700 000 CFA
	SOUS TOTAL 8				**60 977 659 CFA**
9	**POINT DE DESSERTE**				

9.1	Borne fontaine y compris l'ensemble de la tuyauterie, pièces de raccordements, compteur, vanne et robinetterie, massif en béton, puits perdu, prise en charge sur la conduite de distribution et toutes sujétions.	u	7	1 200 000 CFA	8 400 000 CFA
9.2	Approvisionnement et mise en place de pièces de robinetterie et de raccordement de Borne Fontaine	ens	7	235 000 CFA	1 645 000 CFA
9.3	Construction de branchement particulier y compris toutes sujétions	u	70	300 000 CFA	21 000 000 CFA
	SOUS TOTAL 9				**31 045 000 CFA**
10	**CONSTRUCTION DE LOCAUX DIVERS ET SYSTÈME D'ECLAIRAGE**				
10.1	Réalisation d'un local pouvant contenir l'instituteur, et l'armoire électrique, y compris les installations électriques, y compris toutes les sujétions	ens	1	4 000 000 CFA	4 000 000 CFA
10.2	Génie Civil du local bureau/magasin y compris toutes sujétions	ens	1	1 500 000 CFA	1 500 000 CFA
10.3	Génie Civil de latrines VIP, avec un puisard, y compris toutes sujétions	ens	1	2 500 000 CFA	2 500 000 CFA
10.4	Réalisation d'un local de dosage en chlore, fourniture et installation des accessoires, appareillages électriques , fourniture et pose de dispositif de mise en hauteur , y compris toutes sujétions.	ens	1	3 000 000 CFA	3 000 000 CFA
10.5	Système d'éclairage de l'ensemble des locaux et toutes sujétions	ens	1	800 000 CFA	800 000 CFA
10.6	Installation électrique, câbles et canalisations, prises, réglettes, y compris toutes sujétions	ens	1	1 000 000 CFA	1 000 000 CFA
	SOUS TOTAL 10				**12 800 000 CFA**
COUT TOTAL D'INVESTISSEMENT					
TOTAL HORS TAXE					**230 157 683 CFA**
Suivi et contrôle des travaux (5%)					**11 507 884 CFA**
Imprévu (2%)					**4 603 154 CFA**
TVA					**41 428 383 CFA**
TOTAL TTC					**287 697 104 CFA**

Annexe 8 : Carnet des noeuds

N° noeuds	SCHEMA	N°	NOMENCLATURE DES PIECES	Nombre
Noeud 3		1	adaptateur à bride DN 160	02
		2	Coude fonte 2 Brides DN 160	01
		3	Robinet Vanne à 2 Brides DN 150	01
			Boulon 16/80	16
			bloc de butée	01
Noeud 1		1	adaptateur à bride DN 160	02
		1	adaptateur à bride DN 63	03
		1	Té fonte à 3 Brides DN 150	01
		1	Cône Fte reduit 2B DN 150/60	01
		1	Robinet Vanne à 2 Brides DN 60	01
			Boulon 16/80	30
			bloc de butée	30
Noeud 10		1	adaptateur à bride DN 63	01
		2	adaptateur à bride DN 63	01
		3	Coude 1/4 fonte 2 Brides DN 63	01
		4	Cône Fte reduit 2B DN 60	01
			Boulon 16/80	12
			bloc de butée	01
Noeud 4		1	adaptateur à bride DN 160	02
		2	adaptateur à bride DN 63	01
		3	Té fte réduit à 3 Brides DN150/60	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 60	01
		5	Boulon 16/80	08
			bloc de butée	01
			Boulon 20/90	22

N° noeuds	SCHEMA	N°	NOMENCLATURE DES PIECES	Nombre
Noeud 6		1	adaptateur à bride DN 160	01
		2	adaptateur à bride DN 110	01
		3	adaptateur à bride DN 50	01
		4	Té fonte à 3 Brides DN 100	01
		5	Cône Fte reduit 2B DN 100/80	01
			Cône Fte reduit 2B DN 100/60	01
			Boulon 16/80	20
			bloc de butée	
Noeud 9		1	adaptateur à bride DN 90	01
		2	adaptateur à bride DN 63	02
		3	Té fonte à 3 Brides DN 80	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 80	01
		5	Cône Fte reduit 2B DN 80/60	02
			Boulon 16/80	20
Noeud 7		1	adaptateur à bride DN 90	01
		2	adaptateur à bride DN 63	02
		3	Té fte réduit à 3 Brides DN80/60	01
		4	Robinet Vanne à 2 Brides DN 60	01
		5	Boulon 16/80	20
Noeud 8		1	adaptateur à bride DN 63	02
		2	Té fte réduit à 3 Brides DN 60	01
		3	Robinet Vanne à 2 Brides DN 60	01
		4	Boulon 16/80	18
		5	bloc de butée	01

Annexe 9 : Mesures d'atténuation

Milieu affecté	Impact	Mesures d'atténuation ou de compensation	Responsable de mise en œuvre
Sol	Modification des sols, risques d'érosion et de détérioration des zones traversées par les réseaux d'AEPS	Stabilisation des sols Remise en état des tranchées	Entreprise
	Pollution du sol	Collecte et gestion des déchets solides et liquides générés	Entreprise/ mairie
Air	Pollution de l'air	Des machines bien entretenues qui vont limiter les émissions de gaz	Entreprise
	Augmentation de la poussière	Arrosage régulier des zones poussiéreuses	Entreprise/ mairie
Nappe phréatique	Contamination de la nappe par les huiles des engins d'excavation	Vérifier régulièrement les engins pour éviter les fuites Stocker le carburant et les huiles à une distance du chantier et des zones de nappe	Entreprise
Faune et flore	Réduction de la végétation	Reconstitution du couvert végétal	Mairie
	Destruction d'habitats naturels	Reconstitution des milieux détruits après travaux	Entreprise/ mairie
Habitat	Perturbations de la circulation	Signalisation et délimitation claire des zones de chantier	Entreprise/ mairie
	Nuisances sonores	Les travaux bruyants seront réalisés uniquement en journée pour respecter le calme nocturne et limiter les nuisances pour les populations riveraines.	Entreprise

Annexe 10 : Fiche technique

FICHE DE DEVELOPPEMENT

Région:	**Projet : Programme Saoudien de forage de puits et de développement rural en Afrique – Phase V**
Province: Kerabo	Maître d'ouvrage :
Commune: Ouéleni	Entreprise : EEPC
Village: TENA	Type de compresseur : Atlas Copo — Pression : 14 Bars
Quartier/Localité: TENA	Opérateur : D. Hamadé
	Contrôleur :
Coordonnées GPS :	
Date début des travaux : 13 / 12 / 2024	Date fin des travaux :
Caractéristiques du forage : Profondeur forée :.....m Profondeur équipée :.....m Profondeur avant développement :.....6,1.....m Profondeur après développement :.....6,1.....m Niveau statique.....21,38 m.....m/sol Débit foration.....m3/h	**Phase de développement:** Durée air lift :.....03 heures.....H Hauteur repère (hors sol).....0,30.....m Teneur en sable :.....cm Durée air lift :.....03 heures.....H Production au fond de trou .....19,390.....m3/h

Heure (h/mn)	Temps (mn)	Profondeur de l'émulseur (m)	Débit (m3/h)	Niveau dynamique (m)	Observations
15h05	0				
	10	Fond du trou			Eau Trouble
	15		19,00 m³		
	30	Fond du trou			Eau trouble
	45				
14h05	60	Fond du trou	19,00 m³		Eau peu claire
	75				
	90	Fond du trou			Eau peu claire
	105		19,30 m³		
15h05	120	Fond du trou			Eau claire
	135		19,390 m³		Eau claire
	150	Fond du trou			
	165				Eau claire
16h05	180	Fond du trou	19,390 m³	24,53 m	Eau claire
	195				
	210				
	225				
	240				

Observations :

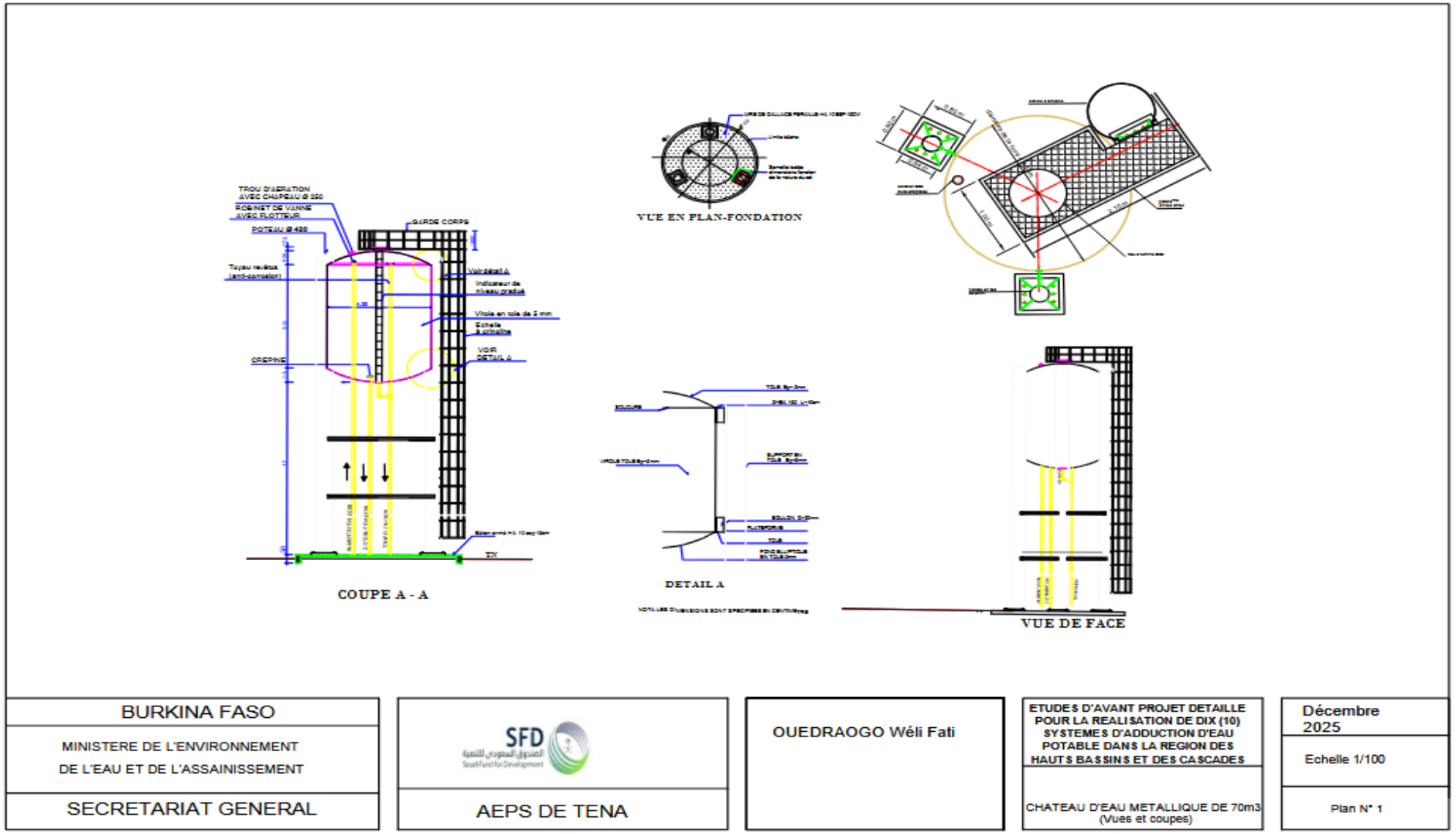
L'Opérateur — **Le Contrôleur**

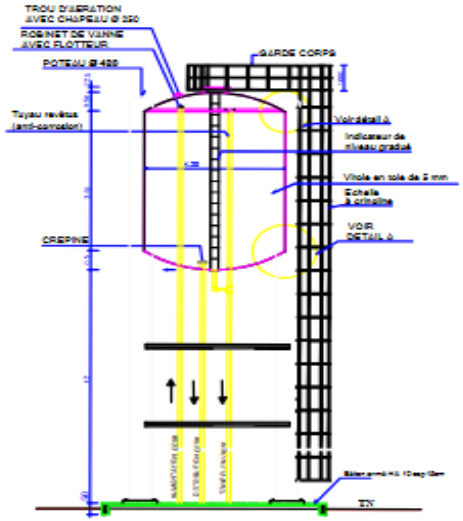
Moumouni

Annexe 11 : Mode de gestion de l'AEPS

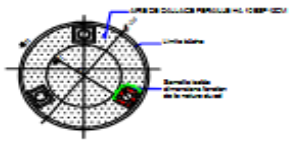
	Mode de gestion	Avantages	Inconvénients
Gestion directe	Régie directe	Absence de formalité pour sa création Nouveau service municipal avec des ressources Budgétaires directes	Nécessite du personnel technique et des gestionnaires Budget communal important pour la maitrise d'ouvrage
	Régie autonome	Gestion séparée du budget communal	Nécessite des gestionnaires compétents pour la gestion séparée
	Régie personnalisée	Plus grande autonomie de gestion avec un contrôle suivi pour éviter certains désagréments	Nécessite une organisation solide des ressources humaines, techniques et des gestionnaires
Gestion déléguée	Concession	Faible engagement financier de la Commune Revenu d'impôt pour le budget communal	Cout de l'eau souvent élevé car le concessionnaire doit amortir ses investissements
	Affermage	La commune conserve la propriété de son patrimoine	Nécessite des gestionnaires professionnels et responsables pour une gestion à long terme et rentable des équipements

Annexe 12 : Plans

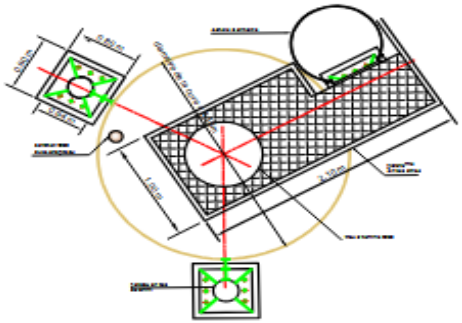


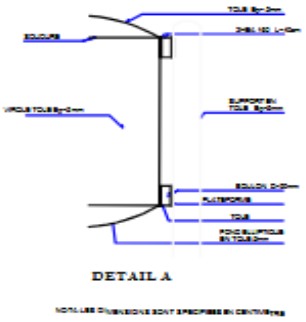


COUPE A - A

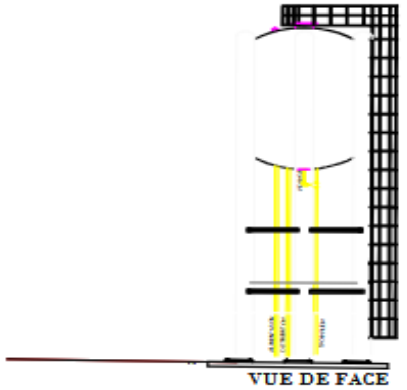


VUE EN PLAN-FONDATION



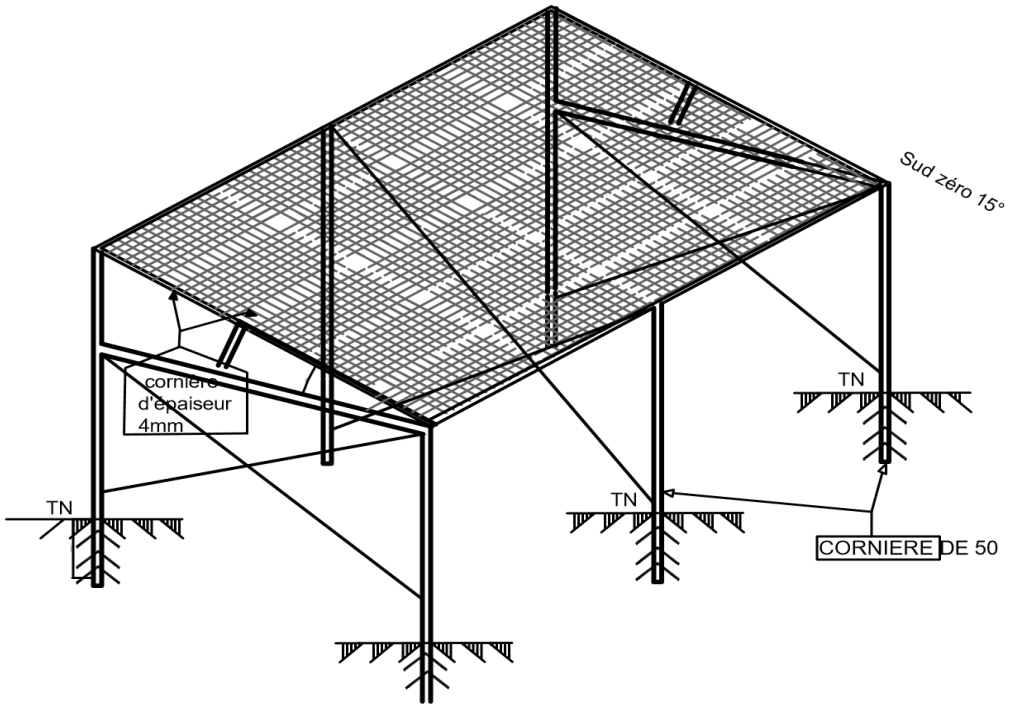


DETAIL A

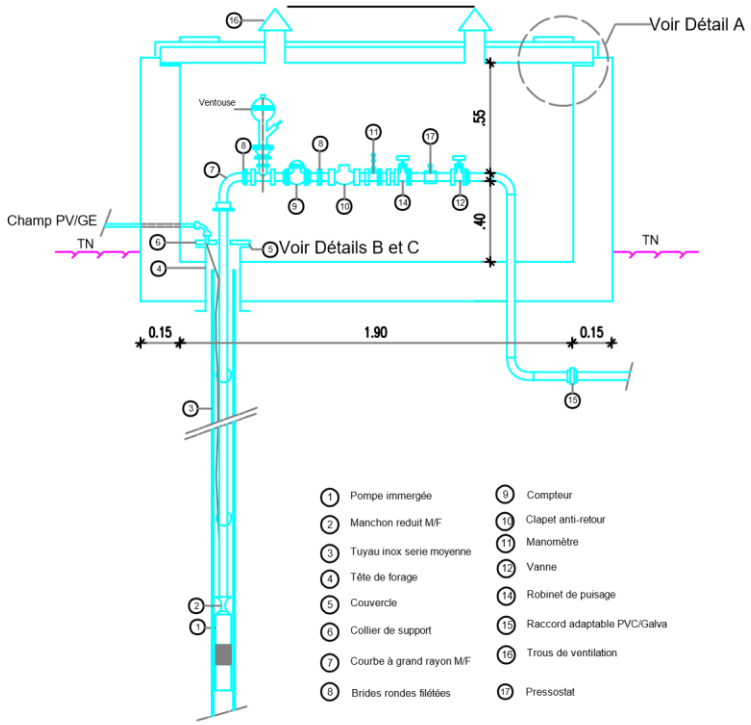


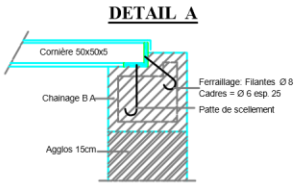
VUE DE FACE

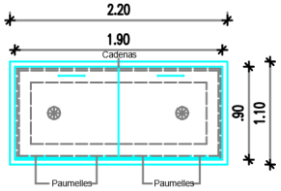
BURKINA FASO MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL	SFD AEPS DE TENA	OUEDRAOGO Wéli Fati	ETUDES D'AVANT PROJET DETAILLE POUR LA REALISATION DE DIX (10) SYSTEMES D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DANS LA REGION DES HAUTS BASSINS ET DES CASCADES CHATEAU D'EAU METALLIQUE DE 70m3 (Vues et coupes)	Décembre 2025 Echelle 1/100 Plan N° 1



BURKINA FASO MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL	SFD الصندوق السعودي للتنمية Saudi Fund for Development AEPS DE TENA	OUEDRAOGO Wéli Fati	ETUDES D'AVANT PROJET DETAILLE POUR LA REALISATION DE DIX (10) SYSTEMES D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DANS LA REGION DES HAUTS BASSINS ET DES CASCADES PANNEAUX PHOTOVOLTAIQUES (Vues et coupes)	Décembre 2025 Echelle 1/100 Plan N° 2

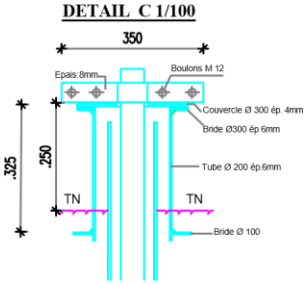






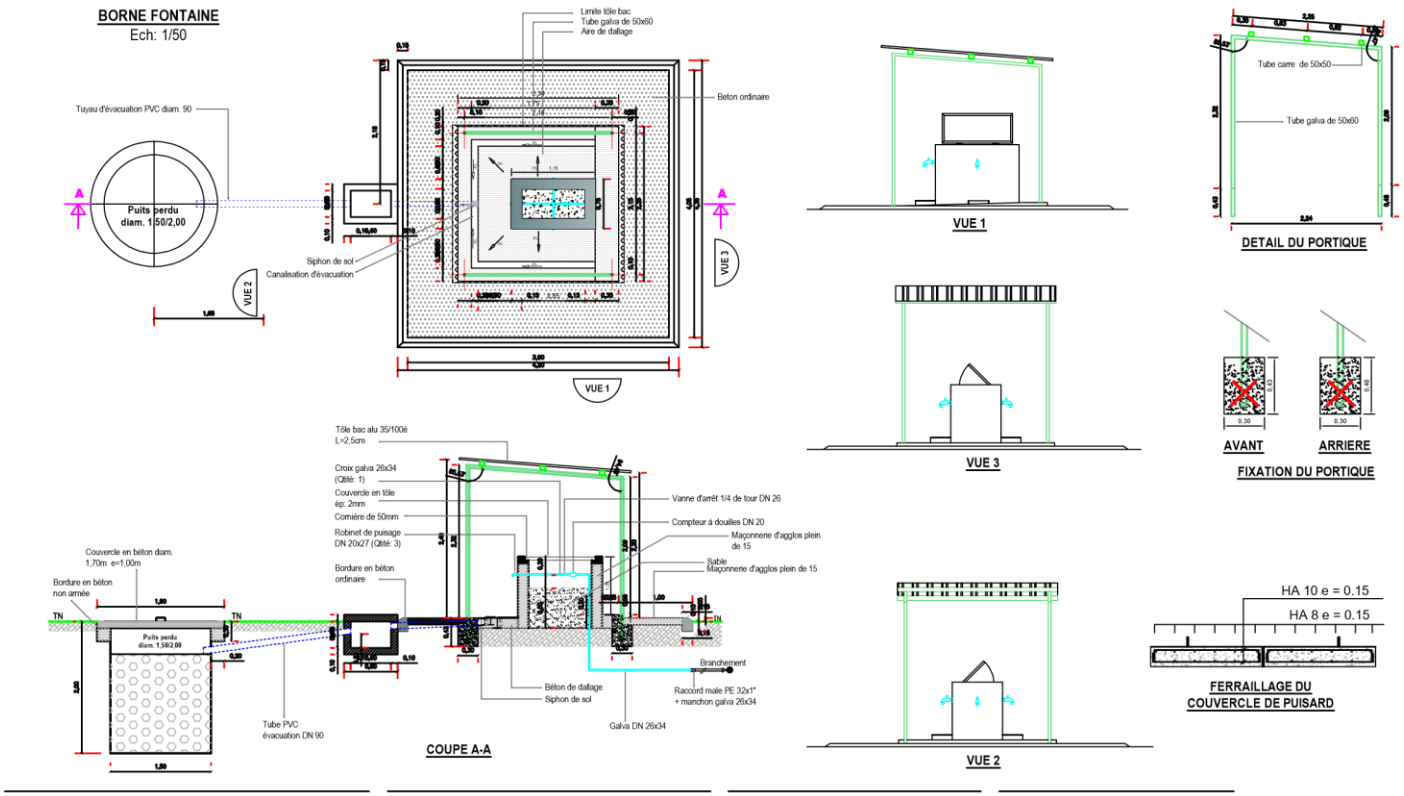
VUE DE DESSUS





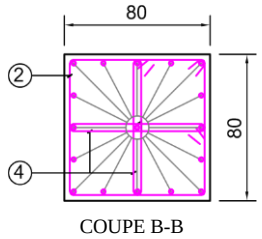
COUPE A A 1/200

BURKINA FASO		OUEDRAOGO Wéli Fati	ETUDES D'AVANT PROJET DETAILLE POUR LA REALISATION DE DIX (10) SYSTEMES D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DANS LA REGION DES HAUTS BASSINS ET DES CASCADES	Décembre 2025
MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT				Echelle 1/100
SECRETARIAT GENERAL	AEPS DE TENA		AMENAGEMENT TETE DE FORAGE (Vues et coupes)	Plan N° 3

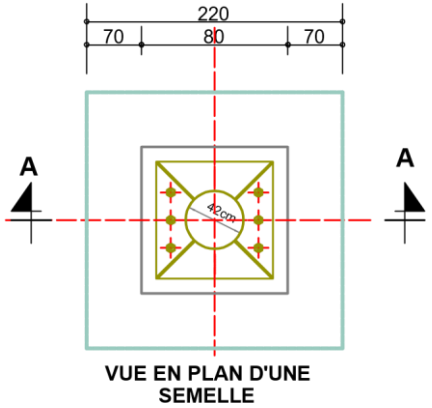


BURKINA FASO MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL	SFD Saudi Fund for Development AEPS DE TENA	OUEDRAOGO Wéli Fati Promotion 2025/2026	ETUDES D'AVANT PROJET DETAILLE POUR LA REALISATION DE DIX (10) SYSTEMES D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DANS LA REGION DES HAUTS BASSINS ET DES CASCADES BORNE FONTAINE (Vues et coupes)	Décembre 2025 Echelle 1/100 PX-011

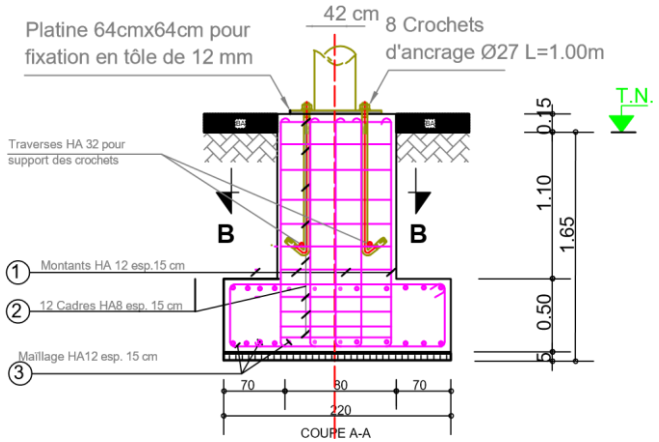
PLAN DE FERRAILLAGE DES SEMELLES DU CHATEAU D'EAU DE 70 M3



COUPE B-B



VUE EN PLAN D'UNE SEMELLE



BURKINA FASO		OUEDRAOGO Wéli Fati	ETUDES D'AVANT PROJET DETAILLE POUR LA REALISATION DE DIX (10) SYSTEMES D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DANS LA REGION DES HAUTS BASSINS ET DES CASCADES	Décembre 2025
MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT				Echelle 1/100
SECRETARIAT GENERAL	AEPS DE TENA		PLAN DE FONDATION (Vues et coupes)	Plan N° 5