



UNIVERSITE
JEAN LOROUGNON GUEDE

UFR ENVIRONNEMENT

REPUBLIQUE DE CÔTE D'IVOIRE

Union-Discipline-Travail

Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique

ANNEE ACADEMIQUE :
2018-2019

N° D'ORDRE 0259 / 2020

N° DE CARTE ETUDIANTE :
CI 0412002976

LABORATOIRE :

Sciences et Technologie
de l'Environnement

MASTER

Génie de l'Eau et de l'Environnement

THÈME :

**Simulation du fonctionnement du réseau d'Alimentation
en Eau Potable (AEP) des localités de Bébouo-Sibouo,
Zaliouhan et Krébléguhé dans la S/P de Gadouan
(Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire).**

Présenté par :

N'ZI Kouadio Bernard

JURY

- Président** : M. DIBI Brou, Maître de Conférences, Université Jean Lorougnon Guédé ;
- Directeur** : M. KONAN-WAIDHET Arthur Brice, Maître de Conférences, Université Jean Lorougnon Guede ;
- Encadreur** : Mme YAO Affoué Berthe Epouse Touré, Maître-Assistant, Université Jean Lorougnon Guede ;
- Examineur** : M. MANGOUA Oi Mangoua Jules, Maître-Assistant, Université Jean Lorougnon Guédé.

Soutenu publiquement

Le 09/06/2020

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	I
DEDICACE	IV
REMERCIEMENTS	V
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	V
LISTE DE TABLEAUX	VI
LISTE DES FIGURES	VII
INTRODUCTION	3
PARTIE 1 : GENERALITES	6
1-1. SITUATION GEOGRAPHIQUE	5
1-2. CLIMAT	5
1-3. ASPECTS GEOLOGIQUES ET HYDROGEOLOGUES	6
1-3-1. Aspects géologiques	6
1-3-2. Aspects hydrogéologiques	7
1-4. APPROVISIONNEMENT EN EAU DES LOCALITES	8
1-5. GENERALITES SUR LE RESEAU D’AEP	8
1-5-1. Ressource en eau.....	8
1-5-2. Stockage.....	8
1-5-3. Conduite de refoulement et de distributions	9
1-5-4. Généralités des écoulements dans les canaux	10
1-6. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCUEIL (ONEP).....	10
PARTIE 2 : MATERIEL ET METHODES	5
2-1. MATERIEL	13
2-1-1. Données cartographiques et données techniques du forage	13
2-1-2. Données sur la population.....	13
2-1-3. Outils de collecte de données.....	13
2-1-4. Outils de traitements de données	14
2-2. METHODES	15
2-2-1. Evaluation de la disponibilité en eau souterraine.....	15
2-2-1-1. Rabattement spécifique.....	15
2-2-1-2. Détermination de la transmissivité et le coefficient d’emmagasinement.....	15
2-2-1-3. Débit spécifique.....	17
2-2-1-4. Débit d’exploitation.....	18
2-2-1-5. Estimation des besoins en eau des populations.....	18
2-2-2. Dimensionnement du réseau d’AEP	20

2-2-2-1. Diagnostic du réseau existant	20
2-2-2-2. Conduites PVC	21
2-2-2-3. Etape de la modélisation avec Epanet 2.0.....	23
2-2-2-4. Données d'entrée	24
2-2-2-5. Réservoir anti bélier.....	25
2-2-3. Simulation du fonctionnement du réseau avant et après le renforcement	27
PARTIE 3 : RESULTATS ET DISCUSSION	13
3-1. RESULTATS.....	29
3-1-1. Disponibilité en eau souterraine et besoins en eau des populations.....	29
3-1-1-1. Transmissivité et coefficient d'emménagement.....	29
3-1-1-2. Rabattement et débit spécifique.....	30
3-1-1-3. Débit d'exploitation.....	31
3-1-2. Estimation des besoins de la population	32
3-1-2-1. Estimation de la population de Bébouo-Sibou.....	32
3-1-2-3. Estimation de la population de Krébleguhé	32
3-1-2-4. Estimation des besoins globaux.....	33
3-1-2. Dimensionnement du réseau	33
3-1-2-1. Diagnostic du réseau existant	33
3-1-3. Dimensionnement des ouvrages.....	34
3-1-3-1. Conduite de refoulement	34
3-1-3-2. Diamètres de distribution.....	35
3-1-3-3. Dimensionnement de la pompe	35
3-1-3-4. Dimensionnement du Réservoir Anti bélier	36
3-1-4. Fonctionnement du réseau	37
3-1-4-1. Réseau existant	37
3-1-4-2. Fonctionnement du réseau complémentaire	39
3-2. DISCUSSION.....	42
CONCLUSION ET PERSPECTIVES	44
REFERENCES	46
ANNEXES.....	X

DEDICACE

À la mémoire de mon père **Feu N'ZI Koffi Pascal** (Repose en paix). Du haut du ciel, j'espère que tu vois ton fils et que tu en es fier. Comme nul ne vient seul ici-bas alors que les premiers mots de ce mémoire soient pour toi. Ton sens élevé de l'amour, du respect, de l'honneur, de la dignité et surtout du travail bien fait a fait de moi un homme respectable et respectueux.

À la mémoire de ma mère **KOUASSI Ahou !** Sache que tes efforts et souffrances pour moi n'ont pas été vains ! Que Dieu, lui-même, se souvienne de tout cela et te maintienne le plus longtemps en vie afin que tu bénéficies des fruits de tes efforts.

REMERCIEMENTS

Au terme de notre travail, nous voudrions remercier tous ceux qui, à travers un appui scientifique ou un soutien moral, financier et affectif nous ont aidés à réaliser ce mémoire. Nous rendons grâce au "**Dieu Tout Puissant**" sans qui rien n'est possible ici-bas.

Nous tenons à remercier la première responsable de l'Université Jean Lorougnon Guédé de Daloa en occurrence le **Prof. TIDOU Abiba Sanogo épouse Koné**, Professeur Titulaire, Présidente de l'Université Jean Lorougnon Guédé (UJLoG) pour avoir accepté notre inscription en Master de Génie de l'Eau et de l'Environnement et pour la formation de qualité dont nous avons bénéficiée. Nous exprimons notre gratitude au directeur de l'UFR environnement, **Dr KOUASSI Kouakou Lazare**, Maître de Conférences, Coordonnateur du Projet Appui à la Modernisation et à la Réforme des Universités et Grandes Ecoles de Côte d'Ivoire (AMRUGE-CI) dans lequel s'inscrit ce travail. Merci Docteur pour la confiance ! Nous vous réitérons nos sincères remerciements pour nous avoir inculqué l'amour du travail et surtout du travail bien fait.

Nous tenons également à exprimer toute notre gratitude envers les personnes qui ont contribué à l'amélioration de ce travail. Il s'agit de :

- **Dr DIBI Brou**, Maître de Conférences, Directeur du Laboratoire des Sciences et Technologies de l'Environnement (LSTE), de nous avoir fait confiance et d'avoir accepté de diriger ce mémoire. Nous vous réitérons notre sincère reconnaissance pour votre disponibilité, votre engagement tout au long de ce travail de recherche. Vous nous avez communiqué votre passion pour l'hydrogéologie et nous a fait profiter de votre expérience. Merci pour tout !
- **Mme YAO Affoué Berthe Epouse Touré**, Maître-Assistant, qui a accepté l'encadrement de ce travail. Nous vous remercions Docteur pour votre disponibilité et vos critiques pertinentes. Merci infiniment pour votre inestimable soutien scientifique et moral, pour vos précieux conseils et pour votre sympathie ! Vous nous avez beaucoup appris. Merci pour tout ! Que vous prospériez à tous égards !
- **M. KONAN Koffi Félix**, Maître de Conférences, pour le soutien scientifique et les conseils d'encouragement !

Nous adressons nos sincères remerciements à tous nos aînés du Laboratoire des Sciences et Technologie de l'Environnement (LSTE) pour leur soutien et encouragement, plus particulièrement **M. KOUADIO Kouamé Jean Olivier** et **M. KOUASSI Kouassi Jean Michel** pour Leurs disponibilités et encouragements ont apporté une contribution active à la réalisation de cette étude. Soyez-en infiniment remerciés.

A tous nos aimables amis de la filière Génie de l'Eau et de l'Environnement, nous leurs disons merci pour le soutien.

C'est aussi le lieu de témoigner notre gratitude à tout le personnel de l'Office National de l'Eau Potable (ONEP) pour nous avoir accueillis, en particulier :

Mr. Ibrahiman BERTE, Directeur Général de l'ONEP, **Mr. Sidi DAGNOGO**, Directeur du Développement, des Etudes et Travaux (DDET), **Mr. Idris KONATE**, Chef du Service Travaux, **Mme. TAGRO Patricia Virginie**, Chef de projet, qui m'ont accepté dans leurs illustre institution où j'ai effectué mon stage. Soyez-en infiniment remerciés.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

AEP	: Alimentation en Eau Potable
DAF	: Direction Administrative et Financière
DCEQ	: Direction du Contrôle, de l'Exploitation et de la Qualité
DDET	: Direction du Développement des Etudes et Travaux
DG	: Directeur Général
DLAM	: Direction de la Logistique, de l'Approvisionnement et des Marchés
DN	: Diamètre Nominale
DRE	: Direction des Ressources en Eau
DRHP	: Direction de l'Hydraulique Rurale et Périurbaine
FDE	: fond de Développement de l'Eau
FNE	: Fond National de l'Eau
HU	: Hydraulique Urbaine
LACQUE	: Laboratoire d'Analyse et de Contrôle de la qualité de l'eau
MH	: Ministère de l'Hydraulique
ml	: Mètre linéaire
ONEP	: Office Nationale de l'eau Potable
PN	: Pression Nominale
PVC	: Polychlorure de vinyle
RGPH	: Recensement Générale de la Population et de l'Habitat
SODECI	: Société de Distribution d'Eau de la Cote d'Ivoire

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I: rabattement et débit spécifique	31
Tableau II: Besoins en eau de Bébouo-Sibouo	32
Tableau III : Besoins en eau de la population de Zaliouhan	32
Tableau IV: Besoins en eau de la population de Krébleguhé	33
Tableau V: Conduite de refoulement	35
Tableau VI : Conduites de distributions	35

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de la zone d'étude.....	5
Figure 2: Evolution des précipitations et de la température à la station de Daloa (1990- 2015)	6
Figure 3 : Formations géologiques du département de Daloa	6
Figure 4 : Schéma simplifié des aquifères sur socle cristallin	7
Figure 5 : Forage et organes d'équipement	8
Figure 6 : Château d'eau.	9
Figure 7 : Ossature du réseau	10
Figure 8: Outils de collectes de données	14
Figure 9: courbe caractéristique	31
Figure 10 : courbe de rabattement en fonction du temps	29
Figure 11 : graphe de détermination de T et S par la méthode de Cooper-Jacob.....	30
Figure 12 : Rapport de la demande sur la production du nouveau forage.....	33
Figure 13: Rapport du débit de production de l'ancien forage et la demande des populations en 2019.	34
Figure 14: Vanne et le point d'injection de l'hypochlorite de calcium dans le refoulement	34
Figure 15 : Courbe caractéristique de la pompe	36
Figure 16 : Carte thématique de pression pendant 01h de simulation.....	37
Figure 17 : Carte thématique de pression pendant 24h de stimulation.....	38
Figure 18 : Carte montrant les valeurs des vitesses de l'écoulement	39
Figure 19 : Carte thématique de vérification de pressions dans les nœuds pendant 24h	40
Figure 20 : Graphe d'évolution de pressions aux nœuds 18, 76 et 92	41
Figure 21 : Carte montrant les vitesses inférieures à 0,3 m/s.....	41

ANNEXES

<u>Annexe 1</u> : Etat du locale du château.....	XI
<u>Annexe 2</u> : Etat de la chambre de préparation de l'hypochlorite de calcium et l'agitateur.....	XI
<u>Annexe 3</u> : Etat de la chambre de préparation de l'hypochlorite de calcium et l'agitateur.....	VII
<u>Annexe 4</u> : Coupe du forage positif réalisé à Bébouo-Sibouo.....	XIII
<u>Annexe 5</u> : Débits dans les tronçons	XV
<u>Annexe 6</u> : Fiches techniques des essais.....	XVIII
<u>Annexe 7</u> : Abaque de VIBERT	XVIV

INTRODUCTION

L'eau est manifestement la ressource naturelle la plus importante du monde. Toutes activités économiques en dépendent d'une manière ou d'une autre (Dieng, 2011). Bien que renouvelable, cette ressource devient de plus en plus rare et menacée par les activités anthropiques et les changements climatiques. Ainsi, la question de l'accès à l'eau potable est devenue un enjeu primordial pour l'humanité toute entière au point que les instances internationales l'ont inscrit dans l'Objectif du Millénaire pour le Développement (OMD).

La Côte d'Ivoire, bien que possédant un potentiel hydrique énorme (lacs artificiels, fleuves, lagune etc.) fait face à une crise aigüe de l'accès à l'eau potable. En effet, dans de nombreux foyers, les populations sont confrontées à une discontinuité du service d'eau ; voire un manque d'eau potable, malgré des taux de couverture acceptables (Silué *et al.*, 2012).

Selon les états généraux de l'eau potable en Côte d'Ivoire réalisés en 2008, le taux de pénétration est de 73% en moyenne. Le taux d'accès en milieu urbain est de 77% contre 50% en milieu rural (Silué *et al.*, 2012).

Bien que ces acquis soient importants, les milieux périurbains restent insuffisamment approvisionnés. Les difficultés sont liées à l'écart entre l'urbanisation galopante et l'extension du réseau de distribution d'eau potable.

Face à ces déficits, les autorités Etatiques ont initié depuis plusieurs années de vastes investissements en vue de porter à l'an 2020, un taux de desserte en eau potable des populations d'au moins 95%. C'est dans le but d'atteindre cet objectif, que l'Etat de Côte d'Ivoire a investi plus 400 milliards de FCFA pour résoudre les problèmes urgents et rétablir l'équilibre de production d'eau potable dans certaines localités dont celle de Bebouo-Sibouo, Zalihouan et Kréblégué.

Selon INS 2014, la population de ces localités est estimée à 57 470 habitants. Ces localités sont dépourvues d'eau potable depuis des décennies. Cette population se trouve contrainte à s'alimenter par les eaux de puits et marigots pouvant provoquer des maladies hydriques.

C'est dans ce contexte que cette étude dont l'objectif général est de proposer un système capable de desservir convenablement les populations de ces localités en eau potable. Pour mener à bien cette étude, les objectifs spécifiques que nous nous sommes fixés sont :

- Evaluer la disponibilité et estimer les besoins en eau des populations ;
- Dimensionner le réseau d'approvisionnement en eau potable complémentaire ;
- Simuler le fonctionnement du réseau avant et après le renforcement ;
- Estimation quantitative et qualitative des aménagements.

Ce mémoire s'articule autour des parties suivantes :

- Le premier est consacré aux généralités portant sur la zone d'étude ;
- Le second chapitre présente le matériel et les méthodes utilisées pour la réalisation de l'étude ;
- Le troisième chapitre présente les résultats obtenus et la discussion qui en découle ;

Une conclusion et des perspectives viennent mettre fin à cette étude.

PARTIE 1 : GENERALITES

1-1. Situation géographique

La zone d'étude est la localité de Bébouo-sibouo, Zaliouhan et Krébléguhé de la Sous-Préfecture de Gadouan et appartient au département de Daloa (Figure 1). Daloa est le Chef-lieu de région du Haut-Sassandra. La zone d'étude est localisée entre les longitudes 6°15' et 6°41' W et les latitudes 6°71' et 6°89' N.

La population de ces trois est estimée à 57 470 habitants (INS, 2014).

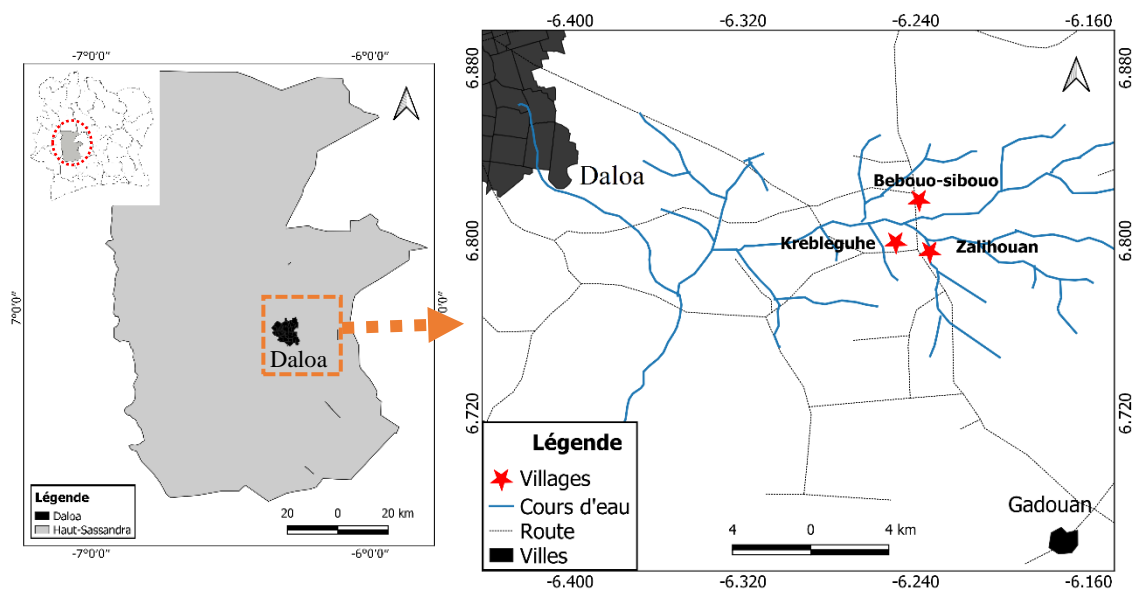


Figure 1: Localisation de la zone d'étude

1-2. Climat

La sous-préfecture de Gadouan est sous l'influence du climat équatorial de transition atténué (climat baouléen) (Koffie & Kra, 2013). Ce climat est caractérisé par deux saisons (Figure 2) :

- une saison des pluies de mars à novembre avec une diminution des précipitations en juillet-août ;
- une saison sèche très marquée de décembre à février comportant quelques précipitations isolées. La pluviométrie moyenne annuelle enregistrée sur la période 1990-2015 vaut 1 238,2 mm. La tendance des températures moyennes mensuelles varie globalement entre 24 °C et 28 °C, soit une amplitude thermique de 4 °C (Yapi, 2018).

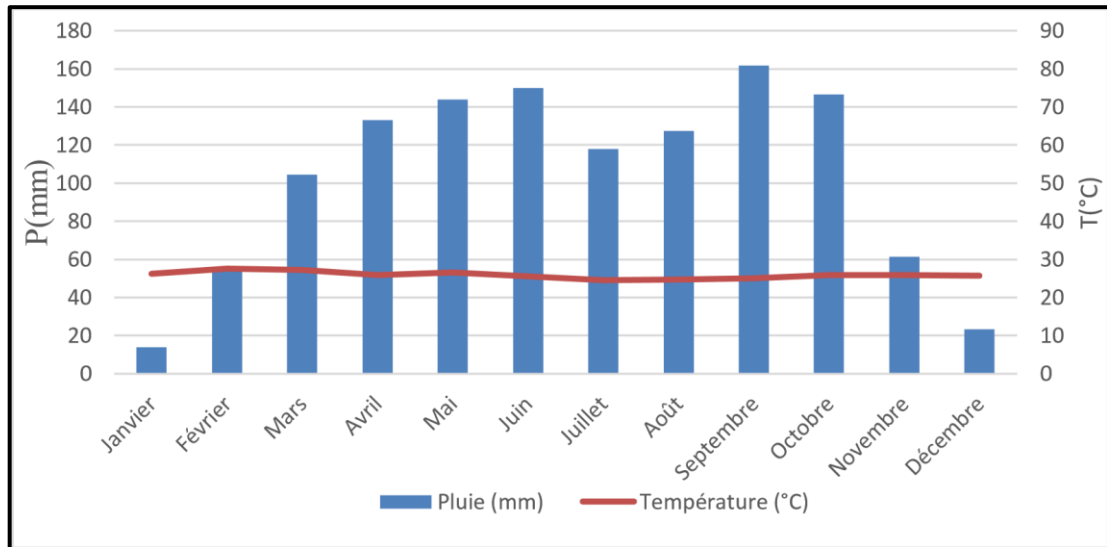


Figure 2: Evolution des précipitations et de la température à la station de Daloa (1990- 2015)

1-3. Aspects géologiques et hydrogéologiques

1-3-1. Aspects géologiques

Les formations géologiques du département de Daloa (Figure 3), appartiennent principalement au socle précambrien (précambrien moyen) et se regroupent en deux grandes entités que sont les roches magmatiques et les roches métamorphiques. La géologie de ce bassin est connue grâce aux travaux de (Ahimon, 1990) ; (Delor *et al.*, 1995).

Les roches magmatiques rencontrées sont de types plutoniques et volcaniques. Elles sont représentées essentiellement par les granitoïdes. La composition de ces roches varie du granite aux granodiorites.

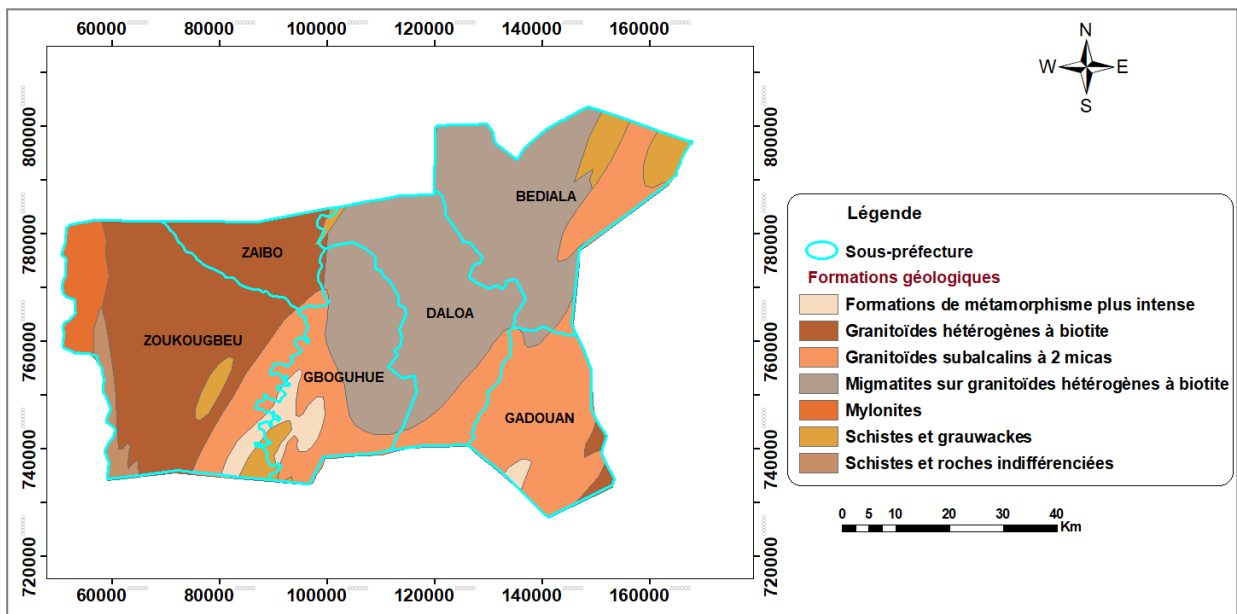


Figure 3 : Formations géologiques du département de Daloa (Delor et al., 1995).

1-3-2. Aspects hydrogéologiques

Le sous-sol de la zone d'étude est constitué de deux types d'aquifères : les aquifères d'altérites et de fissures fonctionnant comme un aquifère composite. Les aquifères d'altérites constituent des réservoirs fortement capacitifs (Lasm *et al.*, 2004). Ils reçoivent en premier les eaux météorites et les réserves sont captées par les puits paysans (Dibi, 2008). Leur réserve varie quantitativement avec l'épaisseur d'altération, la porosité, la capacité d'emmagasinement et l'intensité de l'infiltration. Ces aquifères sont également sujettes aux fluctuations saisonnières ; ce qui conduit, dans certains cas et en saison sèche, à l'assèchement des puits (Goné, 2001). Les altérites sur le socle granitique sont représentées par un mélange de sables et d'argiles avec une proportion plus importante de sable. La partie sableuse constitue les arènes, qui sur le plan hydrogéologique constituent le niveau le plus perméable. En revanche, les produits d'altération des schistes sont dominés par une phase argileuse importante. Ils sont peu perméables et de porosité importante liées à la taille des grains.

Les aquifères de fissures qui sont sous-jacents aux aquifères d'altérites constituent des réservoirs beaucoup plus intéressants. Ces aquifères naissent généralement à la suite d'événements tectoniques qui affectent l'écorce terrestre (Savado, 1984). Ils s'étendent en moyenne sur une épaisseur de 50 m (Maréchal *et al.*, 2003) dans le socle et développent une productivité supérieure à celle des altérites. Contrairement aux aquifères d'altérites, ces aquifères sont à l'abri des fluctuations saisonnières. En région de socle, ils sont de plus en plus recherchés et exploités à partir de forages.

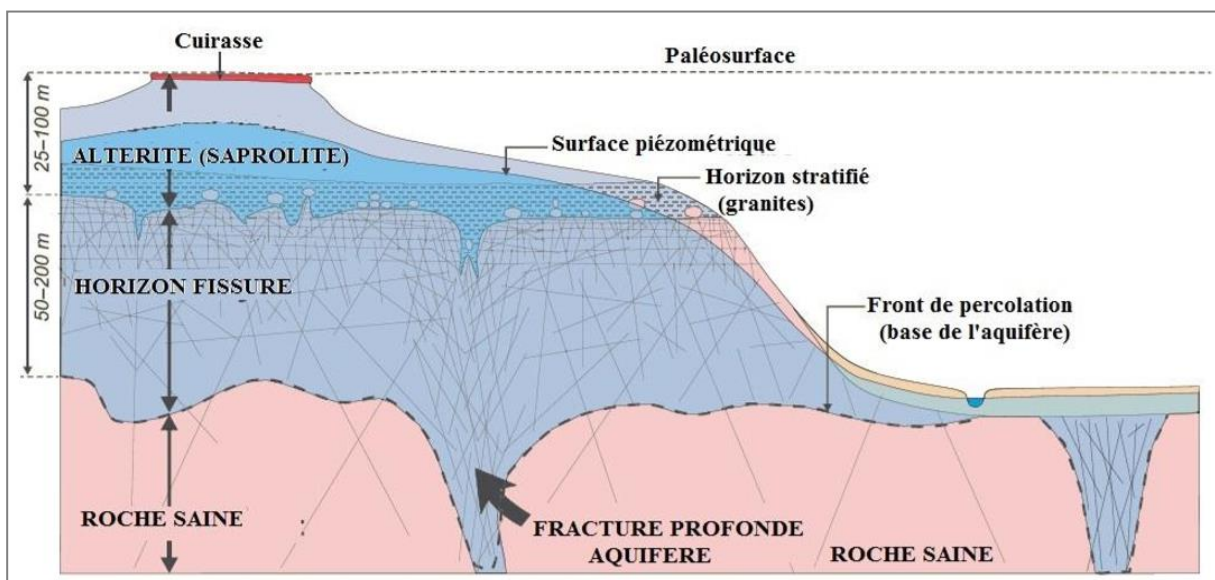


Figure 4 : Schéma simplifié des aquifères sur socle cristallin (Lachassagne *et al.*, 2011)

1-4. Approvisionnement en eau des localités

Le système d'AEP regroupe l'ensemble des ouvrages et appareillages à mettre en place pour traiter et transporter les besoins en eau à satisfaire, depuis la ressource en eau jusqu'aux abonnés. Ainsi depuis les études de l'INS effectuées en 2014, l'ensemble de ces trois localités était estimé à 57470 habitants. Les localités respectant les normes d'éligibilité, elles bénéficient d'un système d'HU allant du forage à Bébouo-Sibouo juste qu'au château à Zaliouhan puis distribué de façon gravitaire sur l'ensemble des localités.

1-5. Généralités sur le réseau d'AEP

1-5-1. Ressource en eau

Bébouo-sibouo, Zalohouan et Krébleguhé sont alimentées par de l'eau souterraine grâce un forage situé à Bébouo-sibouo et équipé d'une pompe GRUNDFOS de type SP8A-18. Réalisé en 2000, le forage avait une production nominale de 192 m³/j soit 8 m³/h. Cependant, aujourd'hui le débit est estimé à 36 m³/j. Le forage est équipé d'un manifold de DN 80 composé d'un tamis à filtre, un pressostat, un compteur, une ventouse, un baromètre. Sur la conduite de refoulement se trouve un réservoir anti bélier de capacité 500 litres (Figure 5).

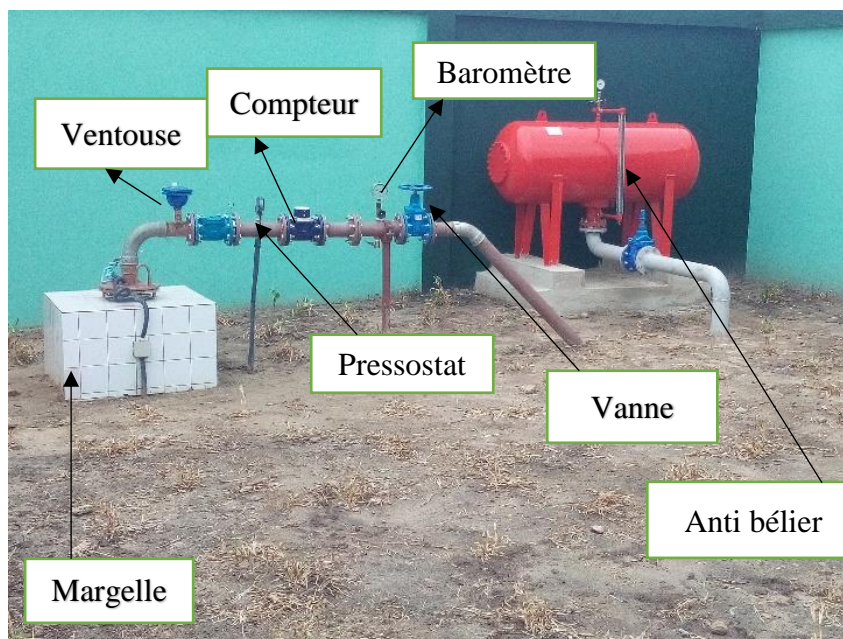


Figure 5 : Forage et organes d'équipement

1-5-2. Stockage

Le stockage de l'eau se fait à partir d'un château d'eau en béton armé de 50 m³ suspendu sur une tour de 19,5 m au-dessus du terrain naturel (TN). Il est situé à Zaliouhan précisément aux coordonnées X (0805436) et Y (0751692) à la position 29Nord (voir figure 6).

Il est protégé par une clôture de deux (02) mètres de hauteur et d'une superficie de 225 m², un portail en métal de quatre (04) mètres soit deux (02) battants de deux (02) mètres chacun.

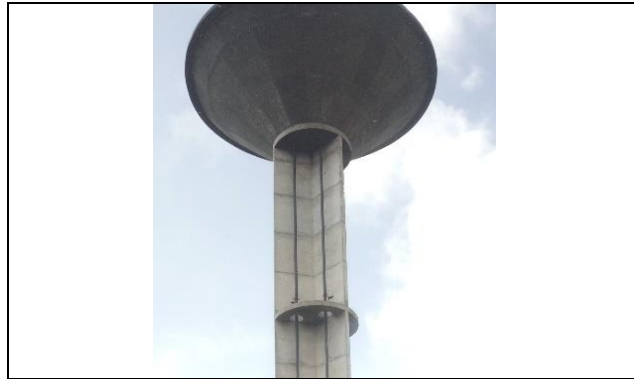


Figure 6 : Château d'eau

1-5-3. Conduite de refoulement et de distributions

L'eau refoulée du forage jusqu'au château passe par une conduite PVC enterré de diamètre nominal DN 110 mm et d'une longueur de 2 200 m.

La distribution se fait de façon gravitaire à partir du château d'eau aux différents ménages.

Le réseau de distribution est composé de conduites PVC PN 10 contenant des vannes de sectionnement, des vidanges, des bouchons, des ventouses et des Bouche à Clé (BAC) sur les vannes. Le réseau est composé d'une conduite principale PVC DN 110 mm qui part du château pour alimenter Bébouo-sibouo avec une longueur de 3 408,2 m et d'une autre qui quitte le château pour Krébleguhé avec une longueur de 2 210 m ;

- La conduite secondaire est posée dans les trois (03) villages. A Zaliouhan, on note 3 362,15 m de PVC DN 53 mm posées, 2 047 m à Bébouo-sibouo et 1 777,15 m à Krébleguhé. Le réseau secondaire est composé de PVC DN 53 mm d'une longueur totale de 7,1 km soit une pose de 3,33 km à Zaliouhan, 2,1 km à Bébouo-Sibouo et 1,67 km à Krébleguhé. La figure 7 montre l'ossature du réseau existant avec l'extension.

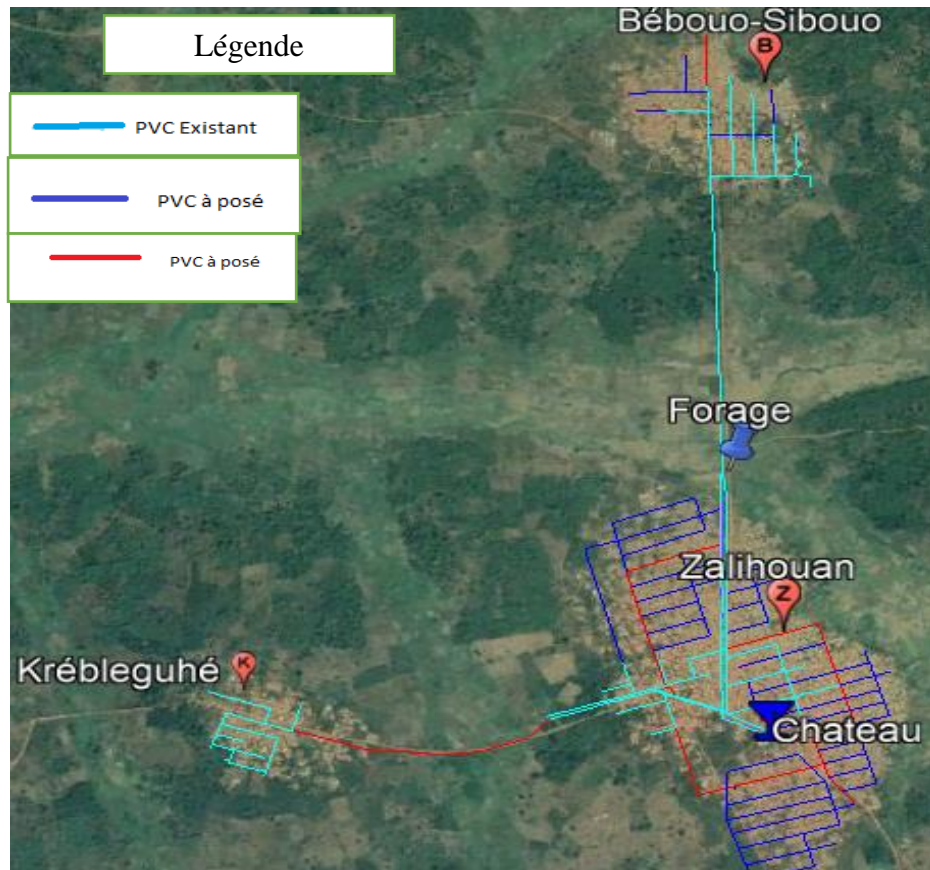


Figure 7 : Ossature du réseau

1-5-4. Généralités des écoulements dans les canaux

L'écoulement de l'eau dans la conduite de refoulement se fait de façon mécanique à l'aide d'une électropompe immergée. La distribution se fait de manière gravitaire à partir d'un château de 50 m³ dans les canaux maillés.

La loi des mailles est le principe de la conservation d'énergie, les nœuds ont une charge unique et rend la perte de charge nulle (Zoungrana, 2003). Voir l'équation 1. Le régime de l'écoulement se caractérise par la fluctuation temporelle des vitesses et des pressions au sein de la veine liquide (Carlier, 1972).

$$\Sigma Q_{entrant} = \Sigma Q_{sortant} \quad \text{éq 1}$$

1-6. Présentation de la structure d'accueil (ONEP)

Instituée par décret n° 2006-274 du 23 août 2006, l'Office Nationale de l'Eau Potable (ONEP) est une société d'Etat, était sous tutelle du Ministère des Infrastructures Economiques jusqu'à 2018. Elle dépend désormais du Ministère de l'Hydraulique et a pour objectif d'apporter à l'Etat

et aux collectivités territoriales, son assistance pour l'accès à l'eau potable des populations sur l'ensemble du territoire.

L'ONEP est le maître d'œuvre et Maître d'ouvrage délégué, contrôleur technique de l'affermage, contrôleur de l'exécution des contrats et Chargé de la protection du consommateur.

L'office est divisé en deux pôles d'activités à savoir le pôle administratif comprenant la Direction Administrative et Financière (DAF) et la Direction de la Logistique d'Approvisionnement et des Marchés (DLAM). Le pôle Technique qui comprend la Direction des Ressources en Eaux (DRE), la Direction de Contrôle de l'Exploitation et de la Qualité (DCEQ), la Direction Laboratoire d'Analyse et de Contrôle de la Qualité de l'Eau (DLACQUE), la Direction de l'Hydraulique Rurale et Périurbaine (DHRP), et la Direction du Développement des Etudes et Travaux (DDET) qui est la direction au sein de laquelle nous faisons notre stage.

PARTIE 2 : MATERIEL ET METHODES

2-1. Matériel

2-1-1. Données cartographiques et données techniques du forage

Pendant l'étude, la carte de la sous-préfecture de Gadouan a été utilisée au 1/10000 puis a servi de guide sur le terrain. La carte du plan numérique AutoCAD des localités a été collectée à la SODECI de Daloa.

Les données du forage qui comprend essentiellement la fiche technique des essais par palier et la fiche des essais de nappe. Les coordonnées du site de forage, l'épaisseur d'altérites, la profondeur totale du forage et les arrivées d'eau sont des informations que renferment les fiches techniques. Ces données renseignent sur les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère ainsi que la capacité de recharge de la nappe.

2-1-2. Données sur la population

Ces données concernent essentiellement les informations sur les abonnés potentiels, le nombre d'habitants par maison, besoins de la population raccordée, besoins de la population non raccordée, besoins collectifs et la durée de fonctionnement de la pompe par jour. Toutes ces informations sont fournies par la Direction des Etudes et Travaux de la SODECI.

2-1-3. Outils de collecte de données

Comme outils de collectes, nous avons utilisé :

- Un GPS de marque Garmin de type etrex 10 (figure 8-a) pour prendre quelques coordonnées des Lots des trois localités qui ont servi à faire le géo référencement du plan AUTOCAD ;
- un appareil photo numérique camon qui nous a permis de faire des prises de vue sur le terrain (figure 8-b) ;
- Un Trépieds Teolite (Station Total Leica TS06) pour faire le métré de la conduite de refoulement (figure 8-c).



Figure 8: Outils de collectes de données

2-1-4. Outils de traitements de données

Les outils de traitement utilisés sont :

- Le logiciel AutoCAD 2016 a permis de visualiser les schémas du réseau ayant l'extension DWG;
- Le logiciel Global Mapper pour convertir le fichier DWG en fichier KML/KMZ ;

- Le logiciel Google Earth Pro a été utilisé pour visualiser notre zone d'étude et vérifier l'exactitude du géoréférencement en superposant le schéma du réseau à l'image de la zone donnée par Google Earth Pro et faire le renforcement du réseau en traçant d'autres conduites ;
- Le logiciel EpaCAD pour convertir le fichier AutoCAD en fichier Epanet sous l'extension INP/NET;
- Le logiciel Epanet pour simuler le réseau hydraulique et étudier le comportement de l'eau dans le réseau ;
- Le logiciel AQTESOLV pour la détermination de la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement ;
- Le logiciel CAPRI PUMP TUTOR pour le dimensionnement de la pompe ;
- Le logiciel Excel pour le dimensionnement des ouvrages.

2-2. Méthodes

2-2-1. Evaluation de la disponibilité en eau souterraine

L'évaluation de l'eau souterraine s'est fait par l'étude de l'interprétation des données des arrivées d'eau, le calcul de la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement, la détermination du débit spécifique, débit d'exploitation.

2-2-1-1. Rabattement spécifique

L'essai de courte durée nous a conduits à la détermination des caractéristiques de l'ouvrage. L'essai a été réalisé pendant une durée de 4h de pompages et 1h de remonter. Le rabattement est déterminé à parti de l'équation 2.

$$\Delta = BQ + CQ^2 \quad (\text{éq2})$$

Avec :

- Δ : rabattement (m) ;

-BQ : pertes de charges linéaires provoquée par l'écoulement laminaire ;

-CQ² : pertes de charges provoquées par l'écoulement turbulent dans l'ouvrage.

2-2-1-2. Détermination de la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement

L'essai de nappe a été effectué sur une durée de 72h et 4h de remonter afin d'apprécier la recharge. La transmissivité et le coefficient d'emmagasinement ont été déterminés à l'aide de la méthode de Cooper-Jacob.

Elle repose sur le principe de superposition. L'application de cette méthode suppose qu'un certain nombre de conditions soit satisfait (Koïta, 2006 & Fossou, 2010) :

- l'aquifère a une extension latérale infinie ;
- le diamètre du puits est négligeable ;
- le puits est parfait ;
- l'aquifère est captif ;
- l'aquifère est homogène, isotrope, d'épaisseur constante sur toute la zone influencée par le pompage ;
- l'écoulement vers le puits est transitoire.

Dans bien des cas, les pompages d'essai réalisés ne vérifient jamais l'intégralité de ces conditions. Selon Kruseman et de Rider (1974, 1991) in (Lasm, 2000), cette situation n'empêche cependant pas l'usage des méthodes pour l'interprétation de ces pompages, qui donnent des résultats significatifs et représentatifs des aquifères quand les conditions réelles sont voisines des conditions théoriques. En effet, à l'arrêt du pompage, l'eau souterraine continue de s'écouler en direction de l'ouvrage de captage. Le niveau de l'eau dans le forage remonte et simultanément le niveau piézométrique de la surface de dépression s'élève. Dans ces conditions, le rabattement résiduel S_r obtenu s'écrit selon l'équation 3.

$$sr = \frac{Q}{4\pi T} \left[\ln \frac{4Tt}{(r)^2 S} - \ln \frac{4Tt'}{(r)^2 S'} \right] \quad (\text{éq 3})$$

S_r : rabattement résiduel (m) ;

r : distance entre le piézomètre d'observation et l'ouvrage (m) ;

S' : coefficient d'emmagasinement de la remontée (sans unité) ;

S : coefficient d'emmagasinement de la descente (sans unité) ;

t : temps depuis le début du pompage (s ou min ou h) ;

En supposant que $S=S'$

On obtient :

$$T = \frac{0,183Q}{a} \quad (\text{éq 4})$$

Avec :

a : la pente de la droite obtenue en représentant s_r en fonction de $\log t/t'$ ($S_r = f(\log(t/t'))$) sur du papier semi-logarithmique (t/t' est porté en échelle logarithmique). Cette méthode permet de calculer uniquement la transmissivité.

Q : débit de la remontée (moyenne des débits du pompage) en m^3/h . Pour mieux apprécier la distribution de la transmissivité, une classification de celle-ci a été établie et se présente comme suite (Lasm, 2000) :

- Classe faible : T inférieur à $10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$;
- Classe moyenne : T comprise entre 10^{-5} et $10^{-4} \text{m}^2/\text{s}$;
- Classe forte : T supérieur à $10^{-4} \text{m}^2/\text{s}$.

2-2-1-3. Débit spécifique

Le débit spécifique est l'un des paramètres hydrauliques dont la mesure est facile sur un ouvrage, il est le rapport du débit de pompage sur le rabattement observé dans le puits (Fossou, 2010). Le débit spécifique donne des indications sur les caractéristiques du forage et sur l'état de connexion entre le réseau de fractures (Lasm, 2000). Le débit spécifique est déterminé par l'équation 5.

$$Q_s = \frac{Q_{Pa}}{\Delta_{FP}} \quad (\text{éq 5})$$

Avec :

- Q_s : débit spécifique ($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$) ;
- Q_{Pa} : débit de pompage du palier (m^3/h) ;
- Δ_{FP} : rabattement fin de palier (m).

Pour mieux apprécier l'influence du débit spécifique sur la production du forage, une classification de celle-ci a été fait :

- Classe faible : Q_s inférieur ou égal à $0,1 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$;
- Classe moyenne : Q_s est compris entre $0,1$ et $1 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$;
- Classe forte : Q_s est supérieur ou égal à $1 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$.

2-2-1-4. Débit d'exploitation

Le débit d'exploitation est le débit qui permet de garantir une exploitation rationnelle de la nappe (Courbin et Parizot, 2013). C'est une fonction complexe dépendant de :

- l'importance du réservoir aquifère (géométrie du réservoir) ;
- de la réalimentation de la nappe ;
- et des caractéristiques hydrodynamiques (T, S).

Une surestimation du forage (au-delà de ce débit) a toujours eu des incidences fâcheuses sur l'exploitation des ouvrages. Le débit d'exploitation est déterminé à 10% du débit critique sur la courbe caractéristique du débit en fonction du rabattement (ONEP, 2015).

2-2-1-5. Estimation des besoins en eau des populations

➤ Estimation de la population

Une bonne conception de projet commence par estimation des différents besoins que l'agglomération peut exiger (Beaufils,2012) ; (Foughalia & Kahla, 2015).

La population des différentes localités a été estimée sur la base des données démographiques des études de recensement 2014 de la région. Le taux d'accroissement de la région selon le RGPH 2014 est de 2,6%. L'estimation de la population est donnée par l'équation 6.

$$P_n = P_0 (1 + T_a)^n \quad (\text{éq 6})$$

Avec :

- P_n : population future prise à l'horizon considéré ;
- P₀ : population de l'année de référence (hab) ;
- T_a : taux d'accroissement ;
- n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

➤ Evaluation de la consommation moyenne journalière

La recherche de la demande moyenne a pour objectif d'évaluer l'évolution de la demande, d'identifier les ressources potentielles et de prévoir leur aménagement dans le financement des installations.

La demande en eau en 2019, et en 2031 est calculée sur la base des consommations ou des demandes moyennes. Cette présentation permet d'évaluer l'évolution et d'anticiper la mobilisation de nouvelles ressources en eau. (Zoungrana, 2003).

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés. La consommation moyenne journalière est donnée par l'équation 7.

La consommation spécifique (Cs) correspond à la quantité d'eau exprimée en litre nécessaire à la satisfaction des besoins journaliers en eau d'un usager. La norme de consommation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie, et suivant la norme d'hygiène. De ce fait, nous adopterons pour notre région une dotation de 35 l/hab/j pour la population raccordée et 15 l/hab/j pour la population non raccordées (Doukcom, 2019).

$$Q_j = [(C_s P_r \times \% P_r \times P_t) + (C_s P_{nr} \times \% P_{nr} \times P_t)] / 1000 \quad (\text{éq 7})$$

-Q_j : Consommation moyenne journalière (m³/J) ;

-P_r : Population raccordée ;

P_{nr} : Population non raccordée,

%P_r : Pourcentage de population raccordée ;

%P_{nr} : Pourcentage de population non raccordée

-C_s : Consommation spécifique (L/hab/J).

➤ Production équivalente (P_{eq}) et consommation de pointe horaire (C_p)

La production équivalente est la production distribuée après les pertes, elle est exprimée en mètre cube par jour (m³/j).

$$P_{eq} = \frac{Q_{moy}}{R_t} \quad (\text{éq 8})$$

P_{eq} : production équivalente (m³/j)

Q_j : Consommation moyenne journalière (m³/j) ;

R_T : Rendement technique de refoulement (85%).

Les équipements de production d'eau potable sont généralement conçus pour satisfaire les besoins en eau même en cas de demandes maximales. Ces demandes maximales sont généralement enregistrées soit les jours de marché soit les jours de fête ou seulement à l'occasion d'un grand rassemblement. Pour tenir compte des habitudes et des comportements en matière d'utilisation d'eau potable dans les centres similaires dans la région, il est retenu les coefficients de pointe suivants :

- Le coefficient de pointe saisonnière est généralement compris entre 1,05 et 1,15.

- Le coefficient de pointe horaire sera déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$C_{ph} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mh}}} \quad (\text{éq 9})$$

Avec C_{ph} : Coefficient de pointe horaire ;

Q_{mh} : débit moyen horaire.

➤ **Besoin moyen journalier de pointe**

Les besoins moyens de pointes journalier sont le produit des besoins moyen journalier et du coefficient de pointe journalier. Le coefficient de pointe journalier représente les variations de consommation des usagers au cours de la semaine. Il varie entre 1,05 et 1,3 (Zoungrana, 2003)

Le milieu urbain étant très sensible à cette variation, nous optons pour 1,3 comme coefficient de pointe journalier. Ainsi, les besoins de pointes journalier sont donnés par (équation 10) :

$$Q_{mp} = P_{eq} \times 1.3 \quad (\text{éq 10})$$

➤ **Débit de production horaire Q_H**

- Le débit moyen horaire est le rapport du volume distribué par le temps de distribution. Dans notre cas, il s'agit de branchements privés et le temps de distribution a été fixé à 24h (ONEP, 2010). Ce débit s'obtient par l'équation 11.

$$Q_H = \frac{Q_{mp}}{24 \text{ heures}} \quad (\text{éq 11})$$

- Le débit de pointe horaire est le débit moyen journalier corrigé par le coefficient de pointe horaire (Equation 11). Le coefficient de pointe horaire est compris entre 1,5 et 2 pour des populations de 50 000 à 200 000 habitants. Et entre 2 et 2,5 pour des populations 10 000 à 50 000 habitants (Zoungrana, 2003).

$$Q_p = P_{eq} \times C_{ph} \quad (\text{éq 12})$$

2-2-2. Dimensionnement du réseau d'AEP

2-2-2-1. Diagnostic du réseau existant

Le diagnostic s'est déroulé à travers des visites de terrain afin de faire la reconnaissance du site d'étude. Pendant les visites nous avons procédé à des entretiens avec les agents de la SODECI

en charges de la gestion du réseau, nous avons fait l'état des lieux des organes du réseau et procédé aux tests afin de comprendre le fonctionnement du système et déceler les défaillances. Pour vérifier le fonctionnement du réseau existant, nous avons déterminé la demande de la population en 2019 et la comparée au débit de production du forage en service ensuite nous avons fait une simulation hydraulique.

2-2-2-2. Conduites PVC

Les canalisations seront en PVC compte tenu de leur disponibilité sur le marché, leur facilité à l'exploitation et leur accessibilité. Les vitesses d'écoulement dans les conduites doivent être acceptables afin de permettre une meilleure mise en route de l'eau. Cette vitesse est comprise entre 0,30 m/s et 1,50 m/s (Yonaba, 2015) et la pression de service adoptée doit être supérieure ou égale à 1 bar soit 10 m et une perte de charge inférieure ou égale à 5mm/m (ONEP, 2010).

Les pertes de charges sont déterminées par l'équation de Bernoulli voir (équation 13).

$$\Delta m = \frac{L \times 1.05 \times 10.29 \times Q^2}{Ks^2 \times D_{th}^{\frac{16}{3}}} \quad (\text{éq 13})$$

Δm : Les pertes de charge totale (m) ;

L : la longueur du tronçon (m) ;

1.05 : coefficient de perte de charge singulière ;

Q : le débit transporté par le tronçon (m³/s) ;

Ks : coefficient de rugosité du PVC selon Manning Strickler = 120 ;

D_{th} : Diamètre théorique inférieur de la conduite (m).

➤ Conduite de refoulement et de distributions

Le réseau de refoulement est la partie située entre la pompe et le réservoir. Le dimensionnement se fait avec le débit de production horaire en mètre cube par heure (m³/h) à l'horizon de dimensionnement (2031) pour le refoulement et le débit journalier horaire (m³/h) pour la distribution. Les conduites d'adduction (forage-château) sont dimensionnées pour le transport des débits d'exploitation minimal prévisionnels du forage et du château d'eau. Les levées topographiques nous ont permis de déterminer la longueur de la conduite de refoulement (2200 m). Le diamètre intérieur théorique D_{th} est déterminée à partir des équations : (l'équation 14), (l'équation 15), et doit respecter les conditions suivantes :

- Vitesse comprise entre 0,3 m/s et 1,5 m/s ;

- Perte de charge inférieure à 5 mm/m ;
- Flamant est supérieur à la vitesse.

La vitesse de l'écoulement est donnée par l'équation 16.

- Formule de Bedjaoui :

$$D_{th} = 1,27 \times \sqrt{Q_m} \quad (\text{éq14})$$

- Formule de Charles Bresse (1822-1883) :

$$D_{th} = 1,5 \times \sqrt{Q_m} \quad (\text{éq15})$$

La vitesse est donnée pas l'équation suivante :

$$V = \frac{4 \times Q_m}{\pi \times D_{th}^2} \quad (\text{éq 16})$$

D_{th} : Diamètre théorique ;

Q_m : Débit moyen ;

V : vitesse de l'écoulement.

➤ Réseau de distribution

Le réseau a été tracé sur plan AutoCAD des localités puis importé vers Epanet via EpaCAD en sélectionnant les calques devant apparaître dans le fichier Epanet. Pour ce faire, le fichier AutoCAD à exporter a été enregistré sous l'extension DXF. Le logiciel EpaCAD l'a ensuite converti en fichier NET qui est l'une des extensions du logiciel Epanet. Sur Epanet, le réseau est représenté par un ensemble de conduites reliées entre elles par des nœuds. L'importation du réseau via EpaCAD permet de conserver les longueurs des canalisations et les coordonnées des nœuds. EPANET affecte une numérotation automatique aussi bien pour les nœuds de demande que pour les tronçons (arcs) de conduites. Cette numérotation respecte l'ordre dans lequel ces éléments ont été créés au format DWG.

Il faut ensuite rajouter les autres composantes du réseau c'est-à-dire la bêche, la pompe, les réservoirs et éventuellement les vannes.

➤ Capacité du réservoir

La capacité de stockage des réseaux de distributions (équation 17) est comprise entre 20% et 50% de la consommation journalière de pointe (Zougrana, 2003).

Pour notre étude nous optons pour 20% selon le référentiel technique ONEP.

$$V_{cs} = 20\% \times Q_m \quad (\text{éq17})$$

➤ Débit route

Le débit route est la répartition des débits véhiculés par chaque tronçon, ce débit est fonction de la longueur de la conduite. Ce débit est donné par l'équation 18.

$$Q_{ri} = \frac{Q_{Ph}}{\sum L_i} \quad (\text{éq 18})$$

➤ Débit aux nœuds

Le débit noeudal est le débit prélevé dans différents nœuds, ce débit est aussi appelé la demande de base et exprimé en LPS (litres par seconde). La loi des nœuds obéit au principe de conservation de matière. Il est déterminé grâce à l'équation 19.

$$Q_n = 0,55Q_{ri_{entr}} + 0,45Q_{ri_{sort}} \quad (\text{éq 19})$$

2-2-2-3. Etape de la modélisation avec Epanet 2.0

➤ Présentation du logiciel

La modélisation hydraulique d'un réseau d'eau potable est la démarche qui consiste à décrire un réseau réel par des équations mathématiques dont la résolution numérique sur ordinateur permet d'obtenir les caractéristiques hydrauliques des principaux composants du réseau, principalement les débits et les pressions. Les données réelles (longueurs et diamètres des conduites, hauteurs d'eau dans les réservoirs, consommations des abonnés, etc.) sont ainsi transformées en données numériques discrètes et limitées (Plancke, 2009). Ceci afin de simuler le comportement hydraulique de l'eau dans le réseau.

La modélisation se fait à l'aide d'un logiciel. Dans notre cas le choix s'est porté sur le logiciel Epanet 2.0 version française. Ce logiciel est un outil de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (nœuds de demande), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes (Rossman, 2000).

2-2-2-4. Données d'entrée

Après le tracé du réseau, il faut renseigner les informations concernant les objets du réseau.

- **Nœuds**

Pour chaque nœud il faut renseigner l'altitude en mètre et la demande de base ou débit au nœud en LPS (litre par seconde).

Nous avons procédé comme suit :

- Exporter le réseau Epanet en fichier texte (format INP) ;
- Ouvrir le fichier texte avec Excel, extraire les ID des nœuds ainsi que les coordonnées X et Y correspondant, puis les enregistrer sous CSV (séparateur : point-virgule) ;
- Convertir ce fichier CSV en fichier KML à l'aide du lien <https://mygeodata.cloud/convertir/xls-to-kml> ;
- Ouvrir le fichier converti avec Google earth afin de vérifier que les coordonnées converties correspondent bien à la zone et s'assurer d'enregistrer le fichier sous format KML et non KMZ ;
- Trouver les altitudes à partir du fichier KML grâce au site de conversion www.gpsvisualizer.com/elevation qui permet de déterminer l'altitude d'un point à partir de sa longitude et de sa latitude ;
- Ajouter les altitudes ainsi obtenues au fichier texte du réseau exporté au départ au niveau de la colonne correspondant aux altitudes (Coulibaly, 2019).

- **Tuyaux**

Les informations à entrer pour chaque tuyau sont la longueur, le diamètre et la rugosité.

Le passage de AutoCAD à Epanet à l'aide de Epacad permet de conserver les longueurs en mètre des canalisations qui sont automatiquement renseignées. Pour les diamètres il faut entrer les valeurs des diamètres intérieurs en millimètre pour les PVC et celles des diamètres nominaux pour l'amiante ciment et la fonte ductile. Quant aux rugosités, exprimées en mm, la valeur adoptée pour conduites PVC est 0,1 pour les conduites existantes et 0,0015 pour les nouvelles conduites à poser.

- **Réservoirs**

Il s'agit de donner l'altitude du radier c'est-à-dire la côte du terrain naturel à laquelle on rajoute la hauteur sous radier, le niveau initial, le niveau minimal et le niveau maximal de l'eau dans le réservoir.

- **Bâche (Forage)**

La seule donnée à entrer concernant les bâches est la charge totale qui correspond à l'altitude.

- **Pompe**

Il faut attribuer une courbe caractéristique à chaque pompe. Pour que le logiciel puisse créer automatiquement une courbe caractéristique, le débit nominal en litre par seconde et la HMT en mètre doivent être spécifiés.

La HMT est la hauteur qu'il faut vaincre pour que l'eau arrive au point le plus haut. La HMT est déterminée par l'équation équation 20.

$$\mathbf{HMT = H_g + H_{as} + H_{re}} \quad \mathbf{(éq\ 20)}$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique ;

H_{as} : Hauteur d'aspiration ;

H_{re} : Hauteur de refoulement

La hauteur géométrique est donnée par l'équation 21.

$$\mathbf{H_g = Z_{Ra} - Z_{Nd}} \quad \mathbf{(éq\ 21)}$$

$$\mathbf{H_{Nd} = Z_{Tn} - Z_{Cp}} \quad \mathbf{(éq\ 22)}$$

Avec :

Z_{nd} : cote niveau dynamique du forage ;

Z_{tn} : cote terrain naturel ;

Z_{ra} : cote radier ;

Z_{cp} : cote installation de la pompe.

2-2-2-5. Réservoir anti bélier

Le réservoir anti-bélier est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure.

On appelle coup de bélier les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation (Yonaba, 2015). C'est donc un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpression et dépression) dont les causes sont les suivantes :

- La fermeture instantanée d'une vanne située au bout d'une conduite gravitaire ;
- L'arrêt brutal d'une pompe alimentant une conduite de refoulement.

Le coup de bélier peut atteindre plusieurs fois la pression de service de la conduite et il est susceptible d'entraîner la rupture du tuyau. Il faut alors limiter ses effets, pour des soucis d'économie et sécurité dans l'alimentation en eau.

- **Vérification de l'onde de célérité c et temps aller et retour**

La célérité est la vitesse de l'onde dans la conduite de refoulement dans le sens aller-retour. L'expression est donnée par l'équation 23.

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{éq 23})$$

Avec :

D : Diamètre en mm ;

K : 33 pour les PVC ;

e : épaisseur.

Soit le temps d'ouverture et de fermeture d'une vanne ou d'un groupe de pompage. L'on pose l'hypothèse selon laquelle le temps d'ouverture et fermeture de la vanne est égal au temps de perturbation $T_{per} \geq 2s$ (Frédéric.,2014).

- Si la variation brutale du régime d'écoulement du régime d'écoulement dû à la fermeture d'une vanne ou à l'arrêt brutale du fonctionnement d'un groupe électropompe : $\frac{2L}{c} \geq 2s$.

La variation de la pression :

$$\Delta H = \frac{cV}{G} \quad (\text{éq 24})$$

- Si la variation lente du régime d'écoulement dû à la fermeture lente d'une vanne ou au démarrage progressif d'un groupe électropompe : $\frac{2L}{c} \leq 2s$.

$$T_{ar} = \frac{2L}{c} \quad (\text{éq 25})$$

La variation de la dépression :

$$\Delta H = \frac{2LV}{T_{ar} * G} \quad (\text{éq 26})$$

Le volume U du réservoir anti bélier est déterminé par la formule de VIBERT :

$$U_0 = \frac{S \times L \times V^2}{2 \times G \times H_g \left(\frac{H_g}{P_{MIN}} - \ln \left(\frac{H_g}{P_{MIN}} \right) \right)} \quad (\text{éq 27})$$

Avec :

S : La section de la conduite ;

L : Longueur ;

V : Vitesse,

G : Pesanteur ;

P_{MIN} : Pression minimale.

$$\frac{P_{MIN}}{H_g} = 0,665 \quad \text{Observée sur l'abaque de VIBERT (voir annexes 7).}$$

2-2-3. Simulation du fonctionnement du réseau avant et après le renforcement

Nous avons simulé le fonctionnement du réseau afin de caler le modèle le mieux adapté pour l'exécution du projet. Les paramètres à prendre en compte sont les pressions aux différents nœuds et les vitesses d'écoulement dans les tronçons.

D'après le contrat qui lie l'Etat à la SODECI, la pression minimale de service doit être supérieure ou égale à 1 bar soit 10 m et la vitesse doit être entre 0,3 m/s et 0,5 m/s dans les conduites de distributions et ne doit pas excéder 1,5 m/s pour le refoulement (ONEP, 2010).

PARTIE 3 : RESULTATS ET DISCUSSION

3-1. Résultats

3-1-1. Disponibilité en eau souterraine et besoins en eau des populations.

3-1-1-1. Transmissivité et coefficient d'emmagasinement

Les essais à débit constant permettent de tracer le graphe du rabattement en fonction du temps (figure 9). Pendant les 72 h de pompage à débit constante et 4 h de remontée, trois grandes phases sont enregistrées et sont :

- De 0 h à 30 h, le rabattement est brutal et tend à se stabiliser, c'est la descente ;
- De 30 h à 72 h, le rabattement varie légèrement, c'est la phase de la stabilité de la nappe. La valeur du rabattement maximale enregistrée est 30,72 m ;
- Pendant 4 h de repos, on observe une remontée brutale de 30,72 m à 3,23 m, c'est la phase de la remontée.

Ces valeurs donnent de bonnes informations sur la qualité de recharge de la nappe, ce forage peut être durablement utilisé.

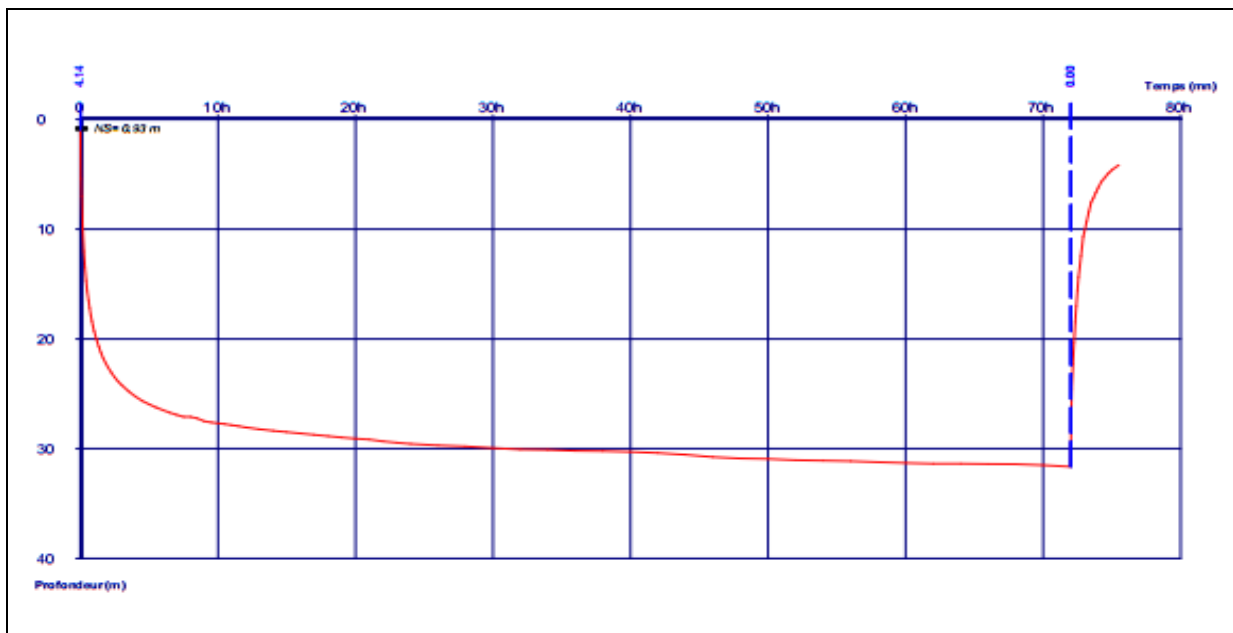


Figure 9 : courbe de rabattement en fonction du temps

La méthode de Cooper-Jacob a été utilisée pour le calcul de la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement. Après exploitation et traitement des différentes données, nous avons obtenu le graphe de la figure 10 ci-dessous nous permettant de déterminer les paramètres hydrodynamiques du forage étudié. Le graphe représente les rabattements en fonction du temps de pompage à l'échelle logarithme.

La droite représentative de cette courbe a permis de déterminer la transmissivité (T) et le coefficient d'emmagasinement(S). Cette graphe représentés deux phases, au début de l'essai l'eau descend rapidement puis tant lentement à se stabiliser à partir de 30 mètres à 1000 minutes. La valeur de la transmissivité est de $0.0051 \text{ m}^2/\text{min}$ soit $8,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. Elle se trouve dans la classe des transmissivités moyennes : $10^5 \leq T \leq 10^4 \text{ m}^2/\text{s}$. La valeur de la transmissivité traduit une bonne productivité de l'ouvrage (capacité à laisser l'eau circuler). La faible valeur du coefficient d'emmagasinement $4,8 \cdot 10^{-7}$ signifie que la porosité efficace de la nappe est très faible.

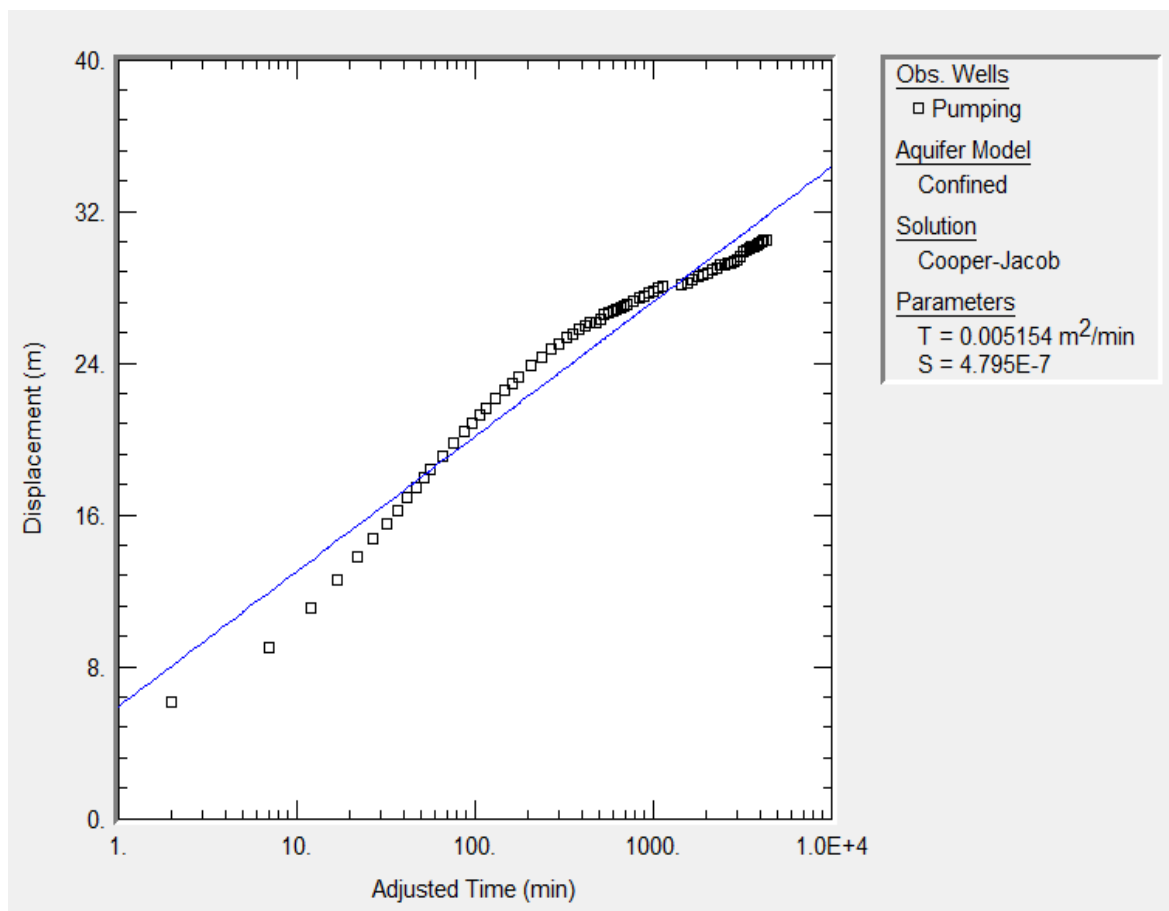


Figure 10 : graphe de détermination de T et S par la méthode de Cooper-Jacob

3-1-1-2. Rabattement et débit spécifique

Les caractéristiques des pompages par paliers du forage sont répertoriées dans le tableau I.

Les rabattements mesurés au terme de chacun des pompages s'échelonnent entre 2,78 et 34,67 m. Ils sont calculés pour chaque palier en fonction du niveau statique en début du pompage.

Les débits spécifiques sont relativement faibles à cause des forts rabattements par rapport aux débits de paliers. Le débit spécifique moyen calculé est $0,32 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$. Cette valeur se trouve dans la classe des débits spécifiques moyen ($0,1 \leq Q_s \leq 1 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$).

Tableau I: rabattement et débit spécifique

Palier	Débit (m ³ /h)	Rabattement (m)	Débit spécifique (m ³ /h/m)
1	1,76	2,78	0,63
2	3,5	15,8	0,22
3	5,24	24,05	0,22
4	7,21	34,67	0,21

3-1-1-3. Débit d'exploitation

Les données obtenues lors du pompage par paliers permettent de tracer la courbe caractéristique du forage : $\Delta = f(Q)$ (figure 11).

Les droites d'ajustements permettent de déterminer le débit critique (Q_C) estimé à 5,22 m³/h. Ce débit permet obtenir un débit d'exploitation (Q_{EX}) estimé à 10% en dessous du débit critique. Le Q_{EX} est égal à 4,7 m³/h et pour une durée de 22 h de fonctionnement par jour on obtient un débit de 103,4 m³/j.

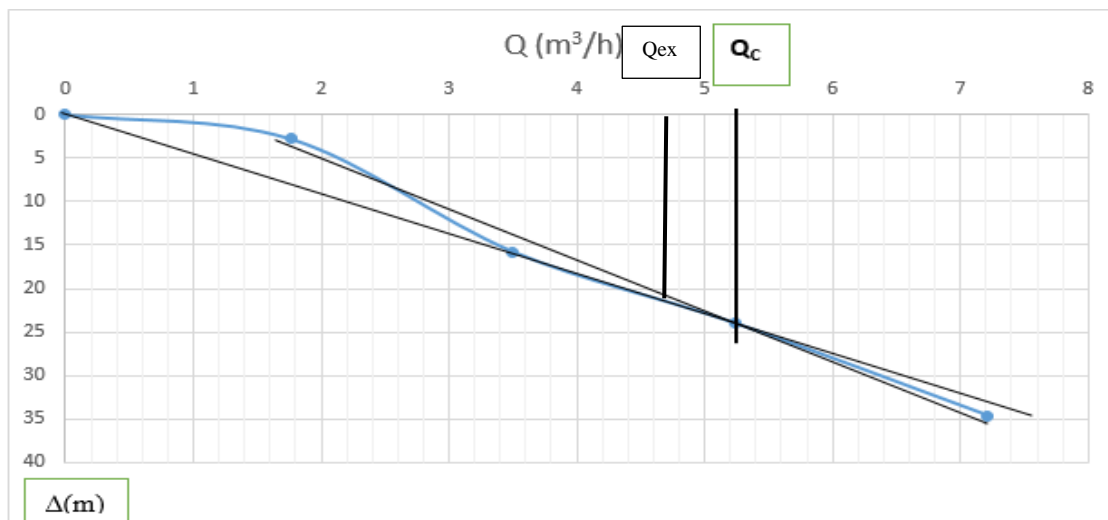


Figure 11: courbe caractéristique

3-1-2. Estimation des besoins de la population

3-1-2-1. Estimation de la population de Bébouo-Sibouo

Les besoins de la population de Bébouo-Sibouo sont représentés dans le tableau II. Pour une population de 4644 habts en 2019, les besoins domestiques ont été estimés à 125,388 m³/j avec un besoin journalier horaire de 8,716 m³/h.

En 2031, cette population croit et atteint 6318 hbts soit un taux augmentation de 26,50% par rapport à celle estimé en 2019. Les besoins domestiques pour l'année 2031 sont estimé à 214,812 m³/j pour un taux d'augmentation de 41,63% par rapport à 2019.

Tableau II: Besoins de Bébouo-Sibouo

Bébouo-Sibouo	2019	2031
Population	4644	6318
Besoin domestique m ³ /j	125,39	214,81
Besoin journalier de pointe m ³ /h	11,98	20,53
Besoin journalier horaire m ³ /h	8,72	14,93

3-1-2-2. Estimation de la population de Zaliouhan

Les besoins de la population de Zaliouhan sont représentés dans le tableau III. Pour une population de 7325 hbts en 2019, les besoins domestiques ont été estimés à 197,775 m³/j avec un besoin journalier horaire de 13,749 m³/h.

En 2031, cette population croit et atteint 9967 hbts soit un taux augmentation de 26,50% par rapport à celle estimé en 2019. Les besoins domestiques pour l'année 2031 sont estimés à 338,878 m³/j pour un taux d'augmentation de 41,63% par rapport à 2019.

Tableau III : Besoins de la population de Zaliouhan

Zaliouhan	2019	2031
Population	7325	9967
Besoin domestique m ³ /j	197,78	338,88
Besoin journalier de pointe m ³ /h	18,9	32,39
Besoin journalier horaire m ³ /h	13,75	23,56

3-1-2-3. Estimation de la population de Krébleguhé

Les besoins de la population de Krébleguhé sont représentés dans le tableau IV. Pour une population de 2847 habts en 2019, les besoins domestiques ont été estimés à 76,869 m³/j avec un besoin journalier horaire de 5,343 m³/h.

En 2031, cette population croit et atteint 3874 hbts soit un taux augmentation de 26,50% par rapport à celle estimée en 2019. Les besoins domestiques pour l'année 2031 sont estimés à 131,716 m³/j pour un taux d'augmentation de 41,63% par rapport à 2019.

Tableau IV: Besoins de la population de Krébleguhé

Krébleguhé	2019	2031
Population	2847	38,74
Besoin domestique m ³ /j	76,87	131,72
Besoin journalier de pointe m ³ /h	7,35	12,59
Besoin journalier horaire m ³ /h	5,34	9,16

3-1-2-4. Estimation des besoins globaux

Les résultats de déterminations des besoins ont révélé que les besoins varient en fonction des années et de la croissance démographique. Zaliouhan a le nombre de la population le plus élevé en 2019 et 2031 soit 49,44% de la population totale des trois localités. Ce résultat explique la forte demande enregistrée dans cette localité soit 49,44% des besoins totaux.

Les graphes ci-dessous présentent les besoins des populations et le débit produit par le forage (figure 12).

Le forage a un débit de production journalière de 103,4 m³/j contre une demande journalière de la population estimée à 400,032 m³/j en 2019 et 685,406 m³/j en 2031. Les graphes indiquent que seulement 21% des demandes seront comblées par jour en 2019 et 13% en 2031.

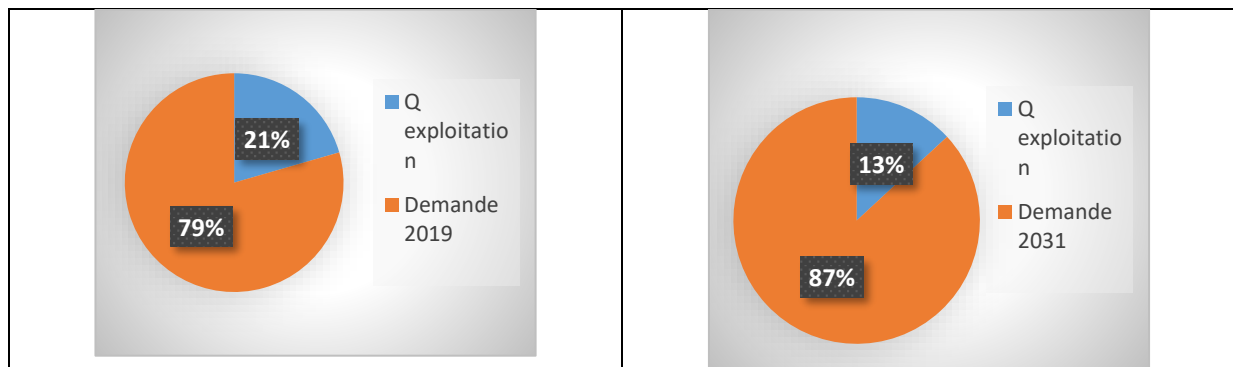


Figure 12 : Rapport de la demande sur la production du nouveau forage

3-1-2. Dimensionnement du réseau

3-1-2-1. Diagnostic du réseau existant

La figure 13-a montre la variation du débit en fonction du temps et celle de la figure 13-b montre la proportion de la demande des populations et celle de la production du forage.

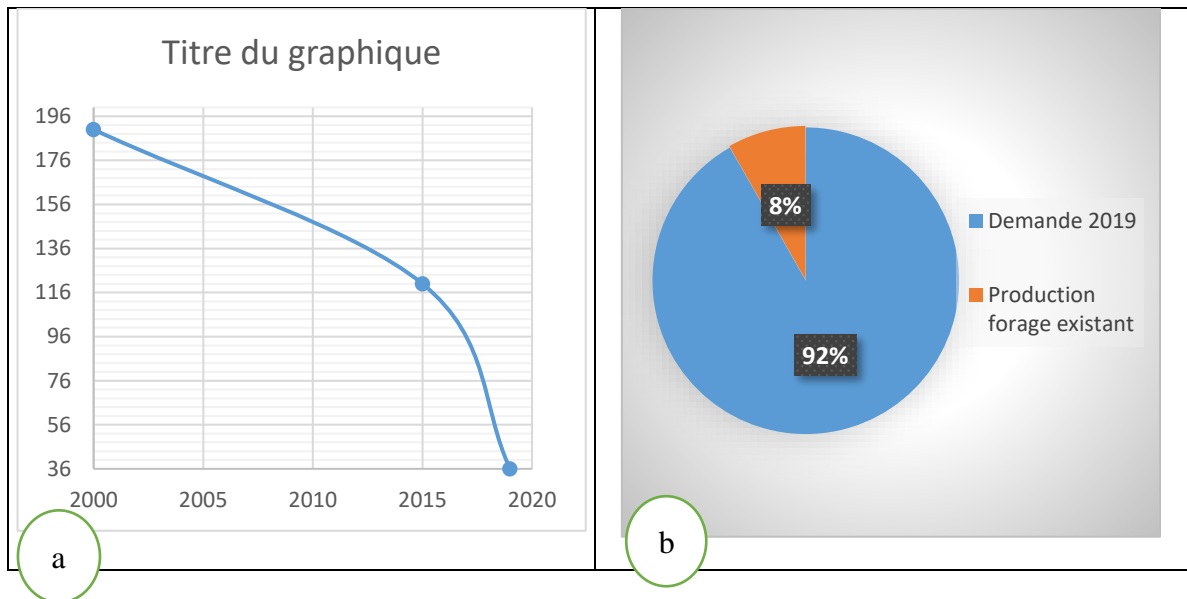


Figure 13: Le rapport du débit de production de l’ancien forage et la demande des populations en 2019.

Pendant le diagnostic, nous avons puis identifier quelques dysfonctionnements sur le réseau. Les figures 14-a et 14-b présentent respectivement la vanne de sectionnement sur le château et l’endroit d’injection de l’hypochlorite de calcium sur la conduite de refoulement.

La vanne n’est plus en état de fonctionnement, le regard où se trouve le point d’injection de l’hypochlorite est abimé et exposé au vandalisme.

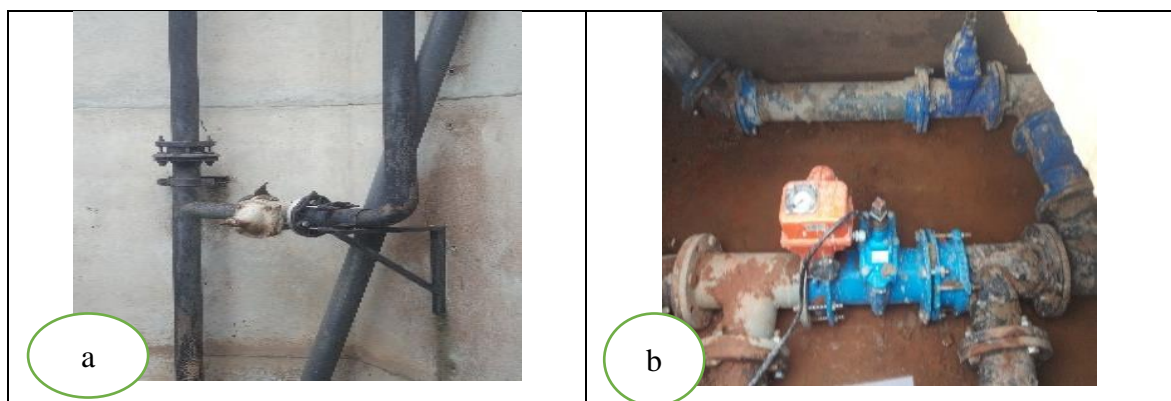


Figure 14: Vanne et le point d’injection de l’hypochlorite de calcium dans le refoulement

3-1-3. Dimensionnement des ouvrages

3-1-3-1. Conduite de refoulement

Le tableau V montre les résultats du dimensionnement de la conduite de refoulement.

De façon générale, les conditions de vitesses, pertes de charges et flamant sont respectées. Le diamètre théorique calculé avec la formule de Bresse est 202,35 mm soit un diamètre commercial de 200 mm. Le diamètre théorique déterminé par Bedjaoui est de 170,32 mm (tableau V).

La conduite retenue pour le refoulement est le PVC DN 200 mm car il n'existe pas de PVC correspondant au diamètre 180 mm.

Tableau V: Conduite de refoulement

Détermination du diamètre de la conduite de refoulement							
Formule	D théorique	D commercial	D intérieur	DM (mm/m)	Vitesse (m/s)	Flamant	DHref(m)
Bresse	202,35	200	191,6	1,24	0,56	0,80	2,75
Bedjaoui	171,32	180	---	3,03	0,79	0,77	6,67

3-1-3-2. Diamètres de distribution

Les conduites de distribution sont composées de conduites principales DN 110 mm, et de conduites secondaires DN 53. Le tableau VI représente les diamètres des conduites posées dans les différentes localités.

Tableau VI : Conduites de distributions

Pose de conduite	DN 110 mm	DN 53 mm
Bébouo-Sibouo	376,93 ml	1230,63 ml
Zaliouhan	1 958,95 ml	14 388,68 ml
Krébleguhé	1 115,06 ml	00

3-1-3-3. Dimensionnement de la pompe

Hauteur Manométrique Totale de la pompe

De façon technique la HMT ne doit pas dépasser la pression nominale de la conduite.

La HMT estimé à 92,14 m. De façon économique ce résultat nous permet de choisir une conduite de refoulement PVC PN 10. Ce qui signifie qu'en fonctionnement normale la pression nominale ne doit pas excéder 10 bars soit 100 m.

Choix de la pompe

La figure 15 montre la courbe caractéristique de la pompe, elle est établie à partir de la HMT en fonction du débit. Ces résultats nous permettent de choisir la pompe la mieux adaptée à ce réseau. A cet effet une pompe de référence électropompe immergé avec les caractéristiques sont les suivantes :

- GRUNDFOS SP 8A-18 ;
- Moteur MS4000 ;
- Puissance Nominale-P2 3Kw ;
- Puissance (P2) Requise par la pompe 3 Kw ;
- Fréquence d'alimentation 50Hz.

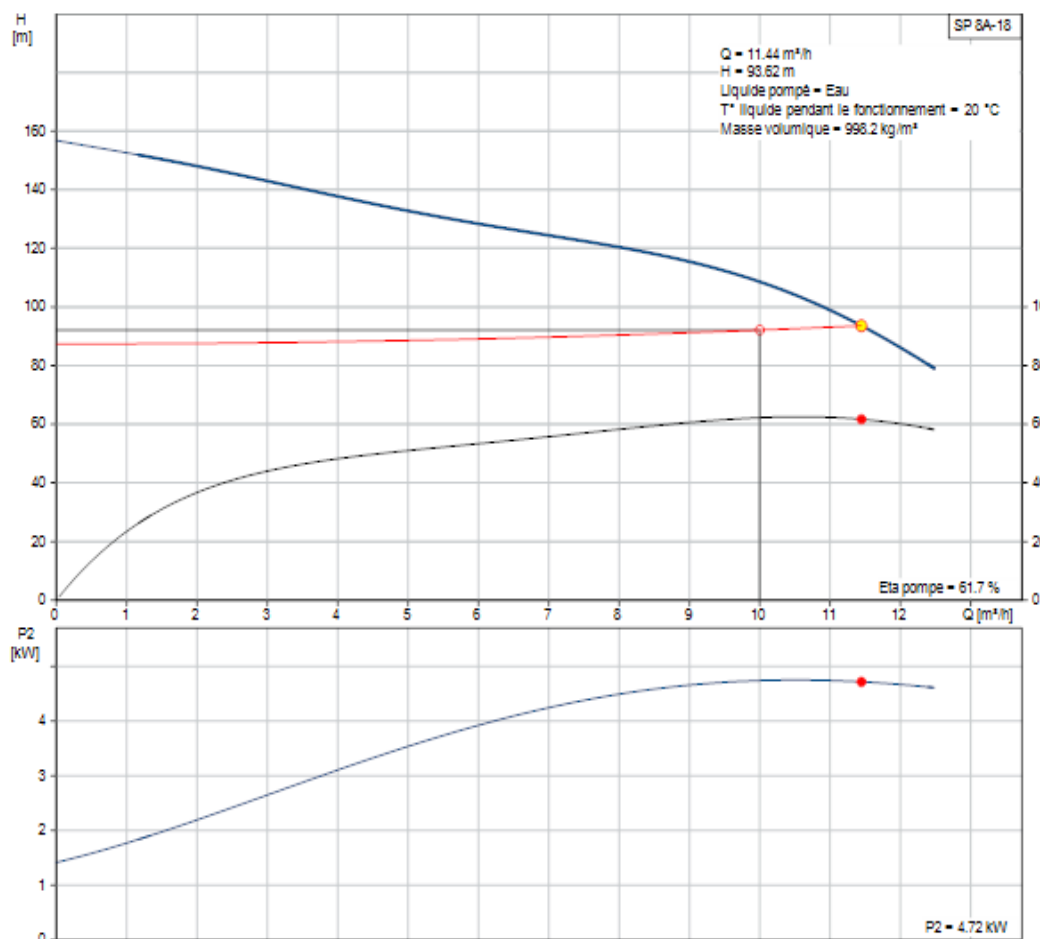


Figure 15 : Courbe caractéristique de la pompe

3-1-3-4. Dimensionnement du Réservoir Anti bélièr

➤ Onde de Célérité(c) et temps d'ouverture-fermeture T_{ar}

L'onde de célérité déterminée est 205,35 m/s, cette valeur permet d'estimer le temps d'ouverture-fermeture de l'écoulement de l'eau dans la conduite de refoulement $T_{ar}=21,42$ s. Le temps T_{ar} étant supérieur au temps de perturbation $T_{per} = 2$ s alors la perturbation due à l'écoulement de l'eau sur les conduites est rapide et totale. Ainsi la variation de la pression et dépression est de $\Delta H = 11,72$ m.

➤ Vérification du risque de coup de bélièr

La pression du régime maximale exprimée par la pression maximale absolue en fonction de la pression nominale absolue, nous permet d'avoir une pression du régime maximale de 1,5 supérieur à 1,2 d'où une production brutale du coup de bélier. Cette valeur de la pression du régime maximale nous permet d'obtenir une pression normale égale 0,7 m relevée sur l'abaque de Vibert. Une pression minimale absolue de 79,93 m.

Le volume du réservoir oscille entre la valeur initiale 0,48 m³ et la valeur maximale 0,57 m³.

3-1-4. Fonctionnement du réseau

3-1-4-1. Réseau existant

➤ Analyse des pressions aux différents nœuds

Les figures 16 et 17 présentent les cartes thématiques du fonctionnement du réseau actuel montrant les pressions. De façon générale les pressions varient de $-\infty$ à 40 m. Pendant une heure de simulation, les pressions enregistrées à Bébouo-Sibouo sont très faibles avec des pressions négatives à quelques endroits. Nous avons enregistré de bonnes pressions allant de 30 m à plus de 40 m dans les ménages de Zalihouan et celles enregistrées à Krébleguhé varient de 10 m à 20 m.

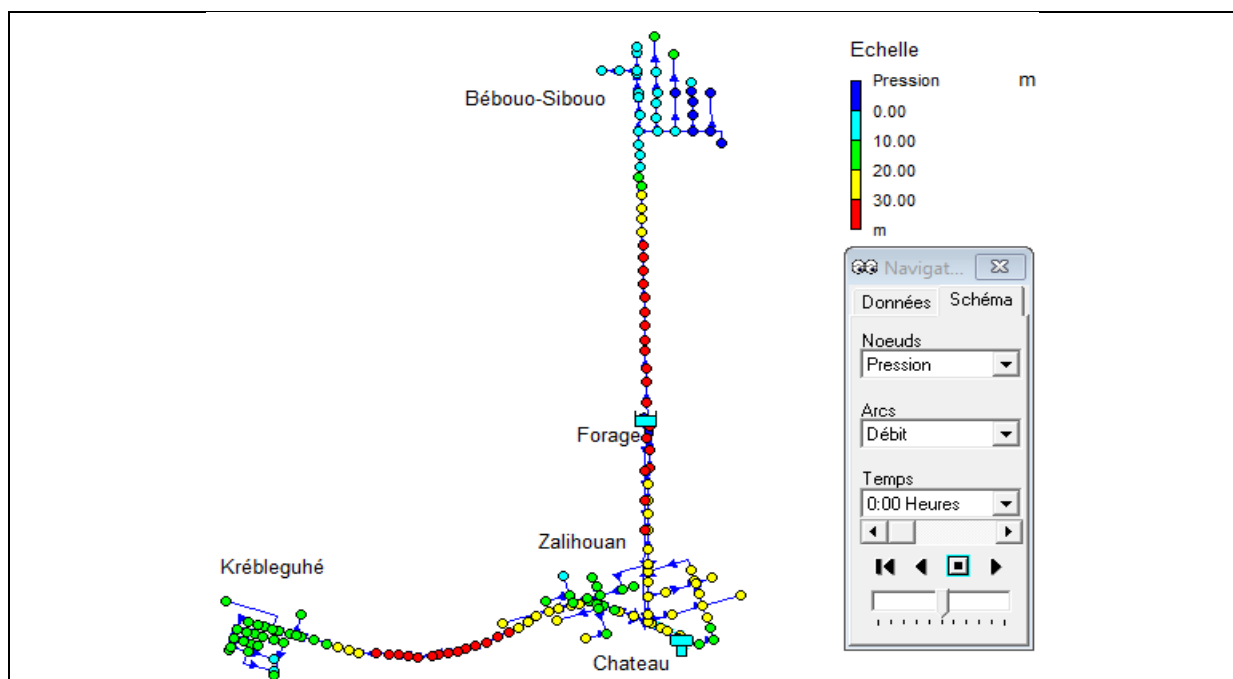


Figure 16 : Carte thématique de pression pendant 01h de simulation.

➤ La simulation pendant 24h.

La carte thématique de la figure 17 ci-dessous montre qu'après 01h de stimulation le système se déconnecte, les pressions dans toutes les trois localités sont négatives (pressions inférieures aux pressions de service). Ces pressions se justifient par le fait que la demande des populations estimé

en 2019 est de $400,032\text{m}^3/\text{j}$ (tableau 1). Cette demande est largement supérieure à la production du forage $36\text{m}^3/\text{j}$. Le château d'eau se vide après 01h de service.

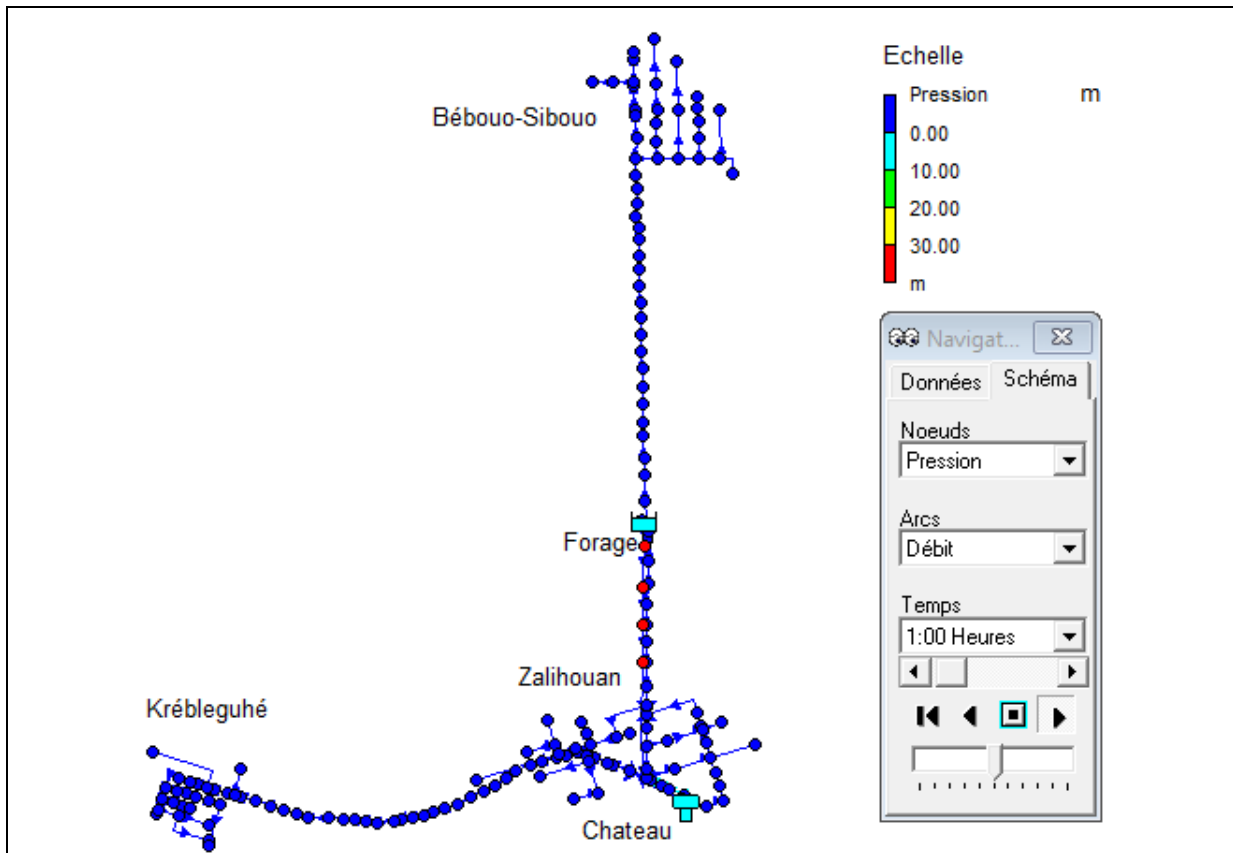


Figure 17 : Carte thématique de pression pendant 24h de stimulation

➤ **Analyse des vitesses dans les conduites**

La figure 18 montre la valeur des vitesses dans les conduites de distributions. La quasi-totalité des vitesses dans les conduites est faible et inférieure à $0,3\text{ m/s}$ (flèches rouges). Les vitesses supérieures ou égales à $0,3\text{ m/s}$ sont enregistrées dans les conduites principales de distribution (flèches noires).

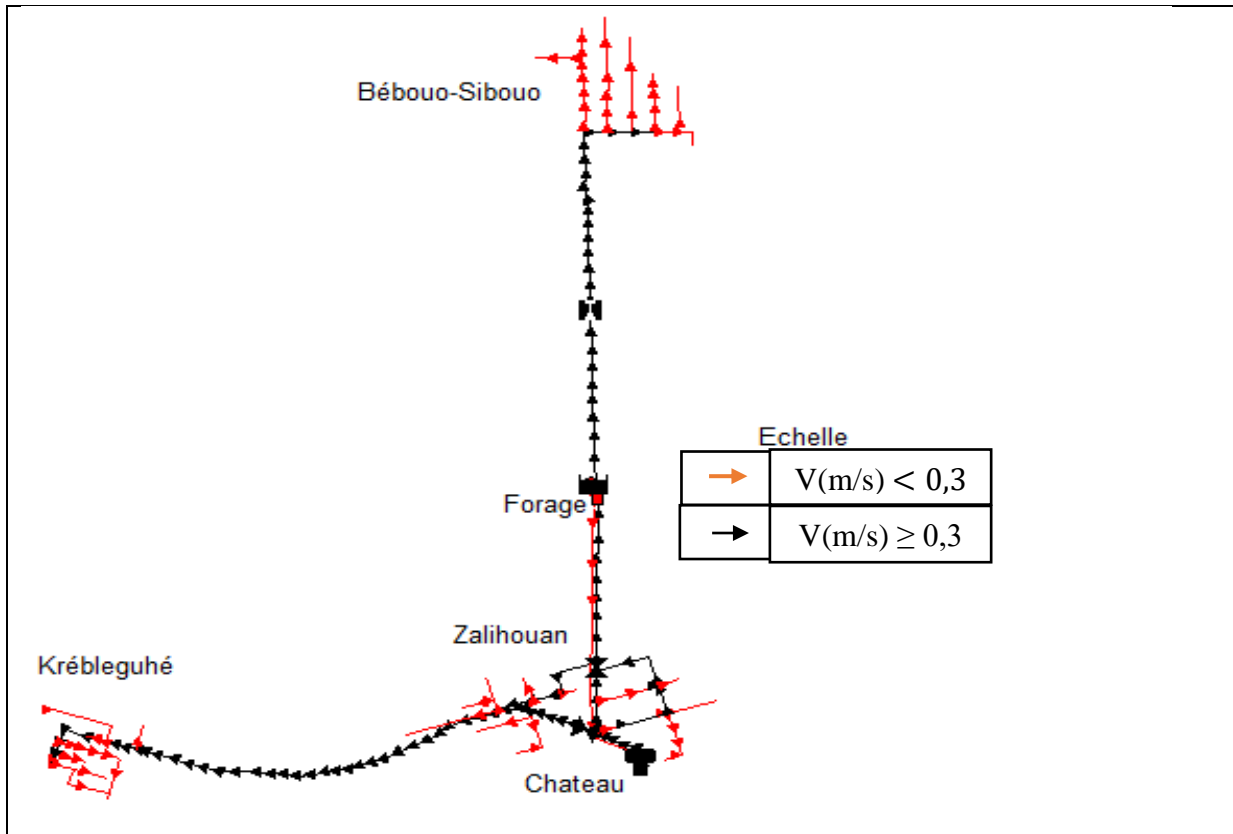


Figure 18 : Carte montrant les valeurs des vitesses de l'écoulement

3-1-4-2. Fonctionnement du réseau complémentaire

➤ Vérification des pressions aux nœuds des conduites

La figure 19 ci-dessous représente la carte thématique de pressions enregistrées pendant 24 h de fonctionnement. Les pressions sont comprises entre 10 m à 80 m sur tout le réseau.

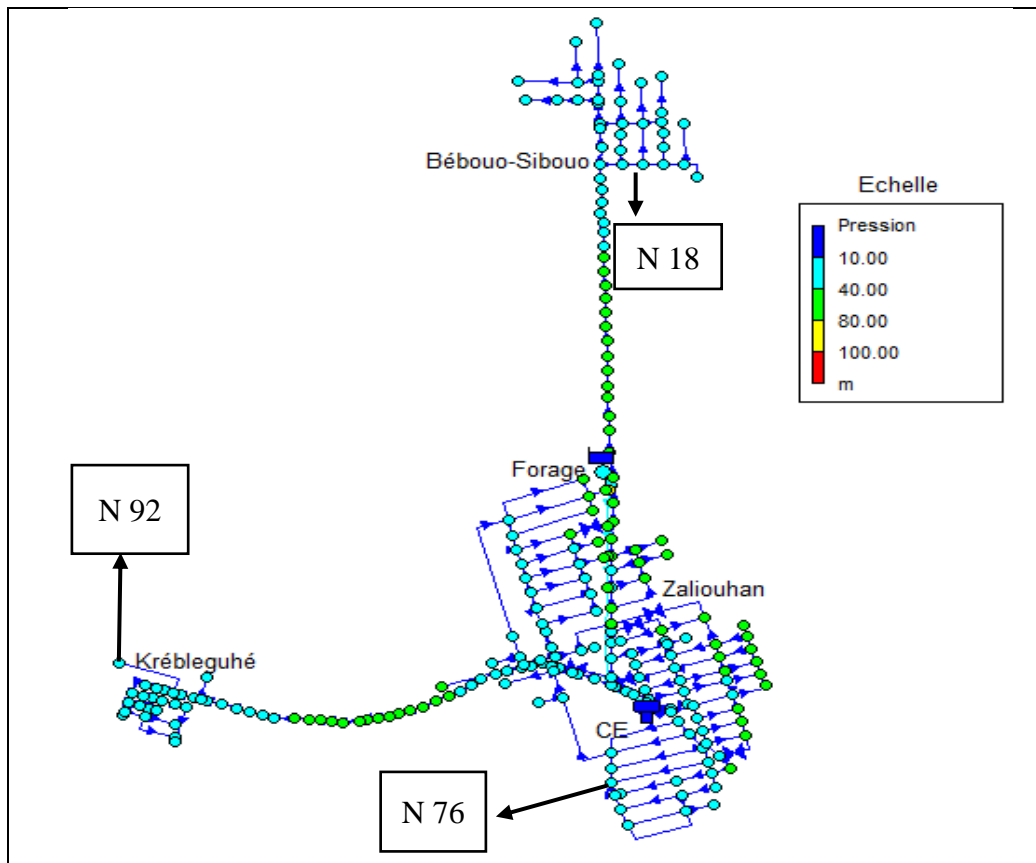


Figure 19 : Carte thématique de vérification de pressions dans les nœuds pendant 24h

➤ **Vérification des pressions aux cotes les plus élevées**

Les nœuds 18, 76 et 92 avec les cotes respectives 247,65 m pour Bébouo-sibouo, 250,02 m pour Krèbleguhé et 254,76 pour Zaliouhan ont été choisis à cause de leurs altitudes élevées (figures 20).

- Pour le nœud 18, la pression oscille entre 18,48 m et 20.00 m. La pression à ce nœud est atteinte à 23 h ;
- Pour le nœud 76, la pression varie entre 22,70 m et 24.23 m ;
- Enfin au nœud 92, entre 00 h et 10h la pression augmente et atteint 24,10 m puis oscille jusqu'à 23h où elle atteint sa valeur maximale 24,17 m.

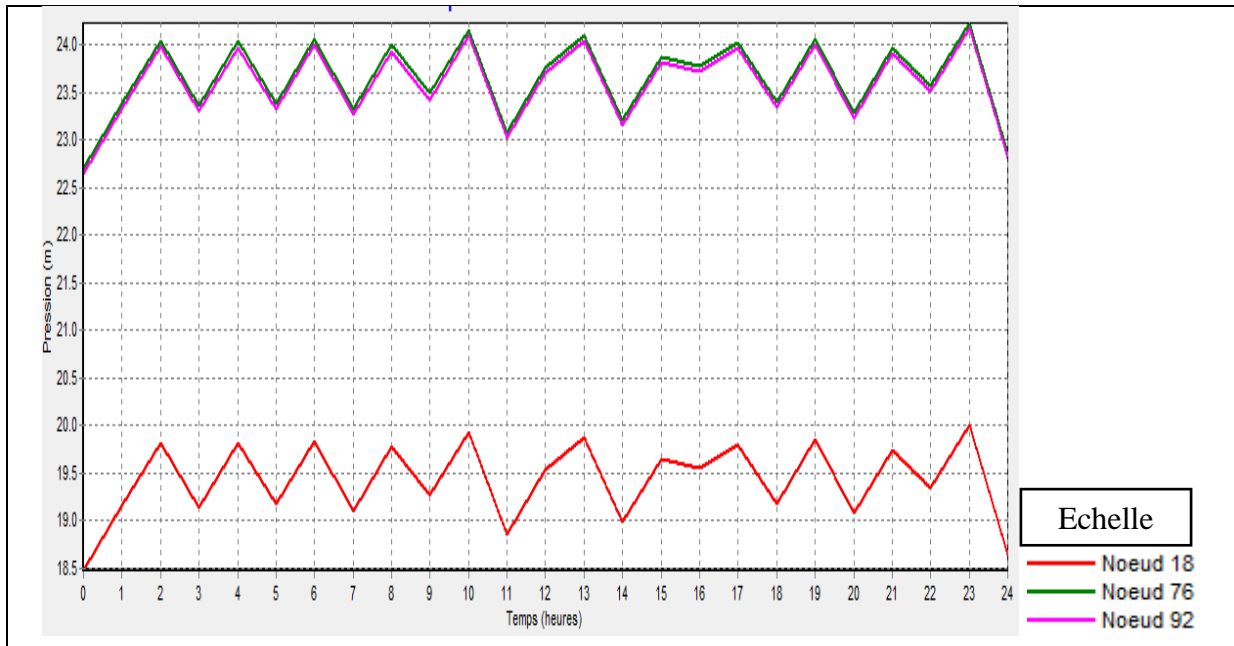


Figure 20 : Graphe d'évolution de pressions aux nœuds 18, 76 et 92.

➤ **Vérification des vitesses dans les conduites**

La figure 21 présente les vitesses à l'intérieur des conduites. Ces vitesses sont pour la plupart inférieures à 0,3 m/s dans les trois localités. Ceci s'explique soit par le fait que les diamètres sont grands ou soit les demandes au niveau des nœuds sont faibles.

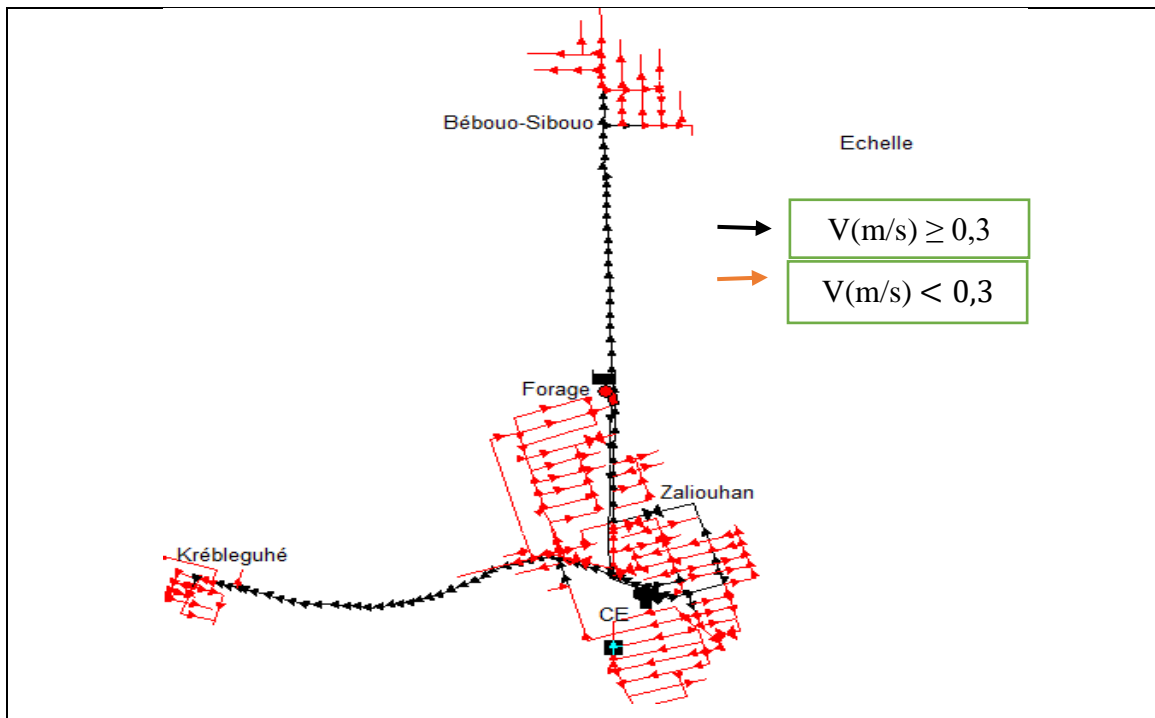


Figure 21 : Carte montrant les vitesses inférieures à 0.3 m/s.

3-2. Discussion

La transmissivité du forage étudié est de $8,10^{-5}m^2/s$. Elle s'inscrit donc dans la classe des transmissivités moyennes rencontrées en zone de socle. Selon Lasm (2000), ce résultat s'inscrit dans la gamme des valeurs de transmissivités rencontrées en zone de socle fracturé d'Afrique de l'ouest en générale et sur le socle Ivoirien en particulier. Degallier (1977) a obtenu des valeurs qui varient entre 10^{-4} et $8,33.10^{-5}m^2/s$ dans le bassin versant de Korhogo. Soro (1987) a trouvé des valeurs oscillant entre 10^{-4} et $10^{-6}m^2/s$ dans le bassin de IRHO- La Mé. Faillat (1986) a trouvé des valeurs oscillant entre 10^{-3} et $10^{-6}m^2/s$ dans la région de Yamoussoukro. Enfin Biémi (1992), dans la région de Haute Marahoué a obtenu des valeurs de transmissivité oscillant entre 10^{-4} et $10^{-7}m^2/s$. Le débit d'exploitation déterminé est de $4,7 m^3/h$ avec une bonne remontée de l'eau. Selon ONEP (2015), le forage peut être utilisé pour l'alimentation de la population toute fois en procédant à l'entretien régulier de l'ouvrage. Courbin et Parizot (2013) ont obtenu $8 m^3/h$, dans l'interprétation de pompages d'essai d'Iracoubo (France). Les besoins des populations des dites localités est de $400,032 m^3/j$ en 2019 et de $685,406 m^3/j$ en 2031. Les besoins horaires sont estimés à $27,809m^3/h$ en 2019 et $65,516 m^3/h$ en 2031. Cette augmentation de besoin est due à la croissance démographique estimée par la loi d'accroissement finis. Pour l'étude de la population globale a été estimée à 14816 habts en 2019 en prenant 2014 comme année de base et 20159 habts en 2031. Les études de Foughalia et Kahla (2015) ont estimé la population à 29324 habts à l'horizon 2030. Cette grande valeur de la population se justifie par le taux d'accroissement de la région qui est de 3% et la population de l'année de base (2014) qui est de 13597 habitants.

Le premier forage a été réalisé en 2000, son débit nominal était estimé à $192m^3/j$ soit $8m^3/h$. Cependant, depuis 2015 la production du forage a chuté de façon drastique et passe de $120 m^3/j$ à $36 m^3/j$ en 2019. Cela s'explique par le manque de suivi et d'entretien ou à la surexploitation du forage. En effet le forage devra être nettoyé tous les 6 ans ou 10 ans environ afin de maintenir son bon fonctionnement (Zoungrana, 2003).

Le dimensionnement du réseau complémentaire a été fait avec données des besoins estimés à l'horizon 2031. La conduite de refoulement a été calculée par le débit de pointe horaire en utilisant la formule de Bresse. Le diamètre déterminé par l'équation de Bresse a été retenu car il existe sur le marché (SOTICI,2018). Diamètre ainsi obtenu est un DN200 mm en une pression nominale PN10. Cette méthode de détermination de diamètre a été utilisée par Soubeiga (2016) dans la conception et dimensionnement du système d'AEP simplifié au Burkina-Faso où il obtient un diamètre DN75 mm avec une PN10 et Zoré (2017) obtient un DN75 avec une PN10

dans le cadre des études d'avant-projet de réalisation d'une adduction d'eau potable à Sakoinsé/Burkina-Faso.

Epanet a été utilisé pour faire la simulation du réseau. Les conduites calées sont de pressions nominale PN10 et de diamètres DN 90 mm, DN 75 mm et DN 53 mm. Selon Plancké (2003), cette donne les résultats précis sur les conduites les plus adaptées. Pour connaître le comportement du réseau hydraulique, nous nous sommes basés sur les résultats de pressions et vitesses. Sur le réseau existant on relève des pressions négatives après seulement 01h de fonctionnement. La simulation du réseau renforcé avec le nouveau forage réalisé, a enregistré des pressions qui varient de 10 m à 80 m. Ce résultat respecte la norme de pression de service qui est supérieur ou égale à 10 m (ONEP, 2010). La méthode de dimensionnement et de simulation de fonctionnement de réseau a été utilisé par plusieurs auteurs telsques Abdelbaki (2014) ; Cherif (2015) ; Doulkom (2019) ; Kaboré (2017) ; Minougou (2017) ; Nippon (2011) ; Idrici & Allen (2007) ; Ouédraogo (2014) ; Yanogo (2017)

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'étude du forage a montré que la transmissivité se trouve dans la classe moyenne des transmissivités avec $8,5.10^{-5}m^2/s$. Le débit d'exploitation a été estimé à $103 m^3/j$ ce qui est largement inférieur à la demande de la population en 2019 et 2021.

A l'horizon d'étude (2031), les besoins sont estimés à $685,406 m^3/j$ contre $400,032 m^3/j$ en 2019. Les données de consommations nous ont permis de dimensionner les conduites et introduire les différentes consommations aux nœuds. Les conduites retenues sont toutes des conduites PVC de pressions nominale (PN10) et composées de PVC DN 200 mm pour le refoulement, DN 110 mm pour les conduites principales et les DN 53 mm pour les conduites secondaires. Le logiciel Epanet a été utilisé pour simuler d'une part le réseau existant afin de faire ressortir les anomalies et d'autre part le réseau en extension. Cette simulation a relevé le comportement du réseau grâce aux différentes pressions et vitesses enregistrées. Pour le réseau existant, il en ressort qu'après une heure de distribution le château se vide. Cela s'explique par les pressions négatives observée après une heure. Pour le réseau complémentaire, les pressions varient de 10 m à 80 m sur 24 h de distribution, les pressions sont supérieures à la pression de service (10 m) prescrire par l'ONEP. Ces valeurs informent sur le bon fonctionnement du réseau.

Même si les résultats de pressions sont bons, on enregistre sur l'ensemble du réseau des faibles vitesses.

Suite à ce travail et aux résultats auxquels nous avons aboutis, quelques recommandations sont nécessaires pour satisfaire les besoins de la population et avoir une gestion durable et économique et rationnelle du système d'AEP :

- Surveiller et faire l'entretien régulière du forage afin d'éviter les colmatages dans les conduites ;
- Les vitesses étant faible, il est nécessaire de demander à l'exploitant de faire régulièrement des purges sur le réseau afin d'éviter des dépôts dans les conduites.
- Faire une mise à jour périodique du modèle numérique afin de veiller sur le fonctionnement hydraulique du réseau ;
- Proposer, la réalisation de deux forages de $10 m^3/h$ en sur la période 2019-2020 et en deux sur la période 2025-2031 ;
- Construction d'un château d'eau de $150 m^3$ afin de réduire la durée de pompage et le coût de l'électricité.

En perspective, l'exploitant doit s'investir dans le suivi et contrôle de l'ouvrage afin d'éviter certaines maladies liées à la contamination de l'eau.

REFERENCES

- Abdelbaki C. (2014). Modélisation d'un réseau d'AEP et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG : Cas du Groupement Urbain de Tlemcen. Thèse pour l'obtention du diplôme de Doctorat en Hydraulique faculté de technologie, département d'hydraulique laboratoire de recherche : mobilisation et valorisation des ressources en eau - ensh de UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID TLEMCEN, 161 p.
- Ahimon O. A. (1990). Notice explicative de la carte géologique à 1/200 000, feuille de Daloa. Direction de la géologie, Abidjan, 28 p.
- Allard M. & Bois D. (1999). La géophysique appliquée à l'exploration minéral. Montréal. Centre collégial de développement de matériel didactique, 330p.
- Beaufils M. (2012). Fusion de données géoréférencées et développement de services interopérables pour l'estimation des besoins en eau à l'échelle des bassins versants. Docteur Du Thèse de Doctorat Conservatoire National Des Arts Et Métiers, école Doctorale Arts et Métiers Laboratoire de Géodésie et de Géomatique (France), 142p.
- Benariba M. (2013). Alimentation en eau potable de la ville de Chebli (W.Blida). Mémoire De Fin D'étude, Université Abou Baker Belkaid –Tlemcen (Algérie), 83p.
- Biemi J. (1992). Contribution à l'étude géologique, hydrogéologique et par télédétection des bassins versants sub-sahéliens du socle précambrien d'Afrique de l'ouest : hydrostructurale, hydrodynamique, hydrochimie, et isotopie des aquifères discontinus de sillons et aires granitiques de la Haute Marahoué (Côte d'Ivoire). Thèse de doctorat. ès Sc. Nat., Univ Abidjan, 493 p.
- Carlier M. (1972). Hydraulique générale et appliquée, éditions Eyrolles, 608 p.
- Cherif F.Z. (2015). Etude critique et modélisation du réseau d'AEP du chef-lieu de Chetouane. Mémoire De Master, Université Abou BekrBelkaid-Tlemcen (Algérie), 73p.
- Coulibaly Y. N. D. S. (2019). Optimisation de la desserte en eau potable de la ville d'Adzopé avec l'apport du projet d'Adzopé-phase 1(Côte d'Ivoire). Mémoire de master en Eau et Assainissement., 2iE Burkina-Faso, 67 p.
- Courbin A., Parizot. (2013). Suivi de réalisation d'un forage pour la production en eau potable et interprétation des pompages d'essai dans la commune d'Iracoubo (France). Rapport final de la BRGM/RP-62010-FR, 39 p.
- Degallier R. (1977). Détermination des paramètres hydrodynamiques de la nappe souterraine du bassin versant de Korhogo, d'après les variations de son niveau piézométrique. Null. BRGM, Hydrogéol. Géol. Ing, 106 p.
- Delor C., Simeon Y., Vidal M., Zeade Z., Kone Y. et Adou M. (1995). Carte géologique de la Côte d'Ivoire à 1/200 000, feuille Séguéla, Mémoire n°9 de la Direction des Mines et de la Géologie, Abidjan, 19 p.
- Dibi B. (2008). Cartographie des sites potentiels d'implantation des points d'eau dans le département d'Aboisso (Sud-est de la Côte d'Ivoire) : Apport du SIG et de l'analyse multicritère. Thèse de doctorat unique, Université de Cocody (Côte d'Ivoire), 164 p.
- Dieng M. (2011). L'eau en Afrique, les paradoxes d'une ressource très convoitée. *Les systèmes d'information géographique participatifs (SIG-P) dans la gestion des ressources naturelles et la sécurité alimentaire en Afrique, 1-4.*
- Doukom T. M. (2019). Etudes avant-projet détaillé pour la réalisation du système d'adduction d'eau potable simplifié de Kangounadenie dans la commune de Tiefora, région des Cascades-Burkina Faso, 62 p.
- Faillat J. P. (1986 b). Aquifères fissurés en zone tropicale humide : structure, hydrodynamique et hydrochimie (Afrique de l'ouest). Thèse Univ Languedoc (Montpellier), 534 p.
- Fossou A. (2010). Contribution hydrogéologique à l'étude des aquifères discontinus du département de Ferkessédougou pour une meilleure alimentation en eau potable. Mémoire DEA Université Cocody, (Abidjan, Côte d'ivoire), 69 p.

- Foughalia I. & Kahla M. (2015). Etude du réseau d'AEP des villages Ain Beida Heriche, Sedari et Sebikhia, Wilaya de Mila. Mémoire De Master, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia (Algérie), 103 p.
- Goné D.L. (2001). Contribution de l'étude des paramètres physico-chimiques des eaux souterraines à la compréhension du fonctionnement des systèmes hydrauliques en milieu fissuré de la région semi-montagneuse de Man (Ouest de la Côte d'Ivoire). Thèse De Doctorat 3e Cycle, Université Abobo-Adjamé (Abidjan Côte d'Ivoire), 179 p.
- Idrici M.A. & Allem A. (2017). Alimentation en eau potable de la nouvelle ville W.El Bayad Pos 24 B. Mémoire de master en hydraulique option : hydraulique urbaine, Université Dr. Tahar Moulay Saida (Algérie), 95 p.
- INS. (2014). Rapport d'exécution et présentation des principaux résultats de recensement, 49 p.
- Kabore P. (2017). Etudes techniques détaillées de réalisation d'une Adduction d'Eau Potable Multi-Villages autour du forage artésien de Fon dans la région des Hauts-Bassins (Burkina Faso). Mémoire de master en hydraulique option : Infrastructures Hydrauliques, 2iE (Burkina Faso), 46 p.
- Koffie-Bikpo C.Y. & Kra K.S. (2013). La région du Haut-Sassandra dans la distribution des produits vivriers agricoles en Côte d'Ivoire. *Institut de Géographie Tropical* : 96–100.
- Koita M. (2006). Essai d'optimisation de la productivité des forages pour l'alimentation en eau potable des zones de socles : cas de Dimbokro. Mémoire DEA Université Abobo-Adjamé, (Abidjan, Côte d'Ivoire), 78 p.
- Kruseman G.P. & De Ridder N.A. (1974). Analysis and Evaluation of Pumping Test Data, International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, 2ème édition, 166 p.
- Lachassagne P., Wyns R. & Dewandel B. (2011). The fracture permeability of Hard Rock Aquifer is due neither to tectonics, nor to unloading, but to weathering processes. *Terra Nova*, 23 : 145-161.
- Lasm T. (2000). Hydrogéologie des réservoirs fracturés de socle : Analyses statistique et géostatistiques de la fracturation et des propriétés hydrodynamiques. Application à la région des montagnes de Côte d'Ivoire (domaine archéen). Thèse de doctorat, Université de Potiers, France, 274 p.
- Lasm T., Kouamé F., Soro N., Jourda J.P.R. & Biémi J. (2004). Analyse géostatistique de la fracturation extraite de l'imagerie spatiale aéroportée et satellitaire. Application à la région de Man-Danané. *Revue ivoirienne des sciences et Technologie*, 5: 135–154.
- Lewis A.R. (2003). EPANET 2.0 : Simulation Hydraulique et Qualité pour les Réseaux d'Eau sous Pression. 222 p.
- Ligban R. (2009). Caractérisation hydrogéologique et origine des eaux de sources naturelles dans le degré carré de Daloa (Centre-ouest ; Côte d'Ivoire). Thèse de Doctorat, UFR des Sciences et Gestion de l'Environnement, Université Nangui Abrogoua (Abidjan, Côte d'Ivoire), 135 p.
- Maréchal J.C., Robert W., Patrick L., Kambhampati S. & Frédéric T. (2003). Anisotropie verticale de la perméabilité de l'horizon fissuré des aquifères de socles : concordance avec la structure géologique des profils d'altération. *Comptes Rendus Géosciences*, 335: 451–460.
- Minougou W.W. (2017). Etude diagnostic du système d'AEP de la ville de Yako au Burkina Faso et proposition technique d'amélioration (horizon 2022). Mémoire de Master, 2iE (Burkina Faso), 46 p.
- Nippon K. & Taiyo (2001). Étude de conception détaillée pour le projet d'approvisionnement en eau des zones rurales en république Tunisienne. 52 p.

- ONEP (2010). Referentiel technique du secteur de l'hydraulique humaine, 16 p.
- ONEP (2015). Renforcement de la capacité des agents de l'Office National de l'Eau Potable. Rapport de l'atelier de décembre 2015, 55 p.
- ONEP (2017). Renforcement de l'alimentation en eau potable dans le centre urbain de Bingerville. Rapport final du constat d'impact environnemental et social, 156 p.
- Ouedraogo B. (2014). Ouvrages constitutifs de systèmes d'aep adduction - réservoirs - réseaux de distribution. 51 p.
- Ouedraogo M. (2010). Aide-mémoire : Calcul et technologie de branchement d'eau. 2iE (Burkina Faso), 22 p.
- Plancke J. (2003). La modélisation des réseaux d'eau potable. 2iE (Burkina Faso), 181 p.
- Rossman L. (2000). Epanet 2 manuel de l'utilisateur, 70 p.
- Savadogo A.N. (1984). Géologie et hydrogéologie du socle cristallin de Haute-Volta, étude régionale du bassin versant de la Sissili. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble (Grenoble France), 351p.
- Silué B., Cissé G., Koné B., Zurbrugg C & Savané I. (2012). Equité d'accès à l'eau potable dans un contexte de diversité de modes d'approvisionnement : Cas de la ville de Bouaké (Côte d'Ivoire). *European journal of scientific research*. 299-309.
- SOTICI, (2018). Document technique de tubes PVC-U pression, 18 p.
- Wendzoodo A.P.Y. (2016). Sécurisation durable du service en eau de la ville de Tenkodogo. Mémoire De Master, 2iE (Burkina Faso), 49 p.
- Yao A.B. (2015). Evaluation des potentialités en eau du bassin versant de la Lobo en vue d'une gestion rationnelle (Centre-ouest de la Côte d'Ivoire). Thèse de Doctorat, UFR des Sciences et Gestion de l'Environnement, Université Nangui Abrogoua (Abidjan, Côte d'Ivoire), 192 p.
- Yapi A.R.C. (2018). Simulation de la demande en eau du bassin de la Lobo à Nibéhibé (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire). Mémoire de master en Génie de l'eau et de l'Environnement, UFR Agroforesterie, Université Jean Lorougnon Guédé Daloa, Côte d'Ivoire, 63 p.
- Yonaba R.O. (2015). Adduction d'eau potable : Calcul des ouvrages constitutifs des réseaux d'AEP. 2iE (Burkina Faso), 98 p.
- Yves Y.S., Nlombi K. & Taladidia T. Détermination de la demande en eau potable par la création d'un marché fictif basé sur le consentement à payer : Cas de la ville de Cotonou au Benin 54 p.
- Zoré B.M. Etude d'avant-projet détaillé de réalisation d'une adduction d'eau potable simplifiée dans la région du centre-ouest : cas du village de sakoinzé. Master d'ingénierie De L'eau Et De L'environnement., 2iE (Burkina Faso), 81p.
- Zoungrana D. (2003). Cours d'approvisionnement en eau potable. 2iE (Burkina Fasso), 147 p.

ANNEXES

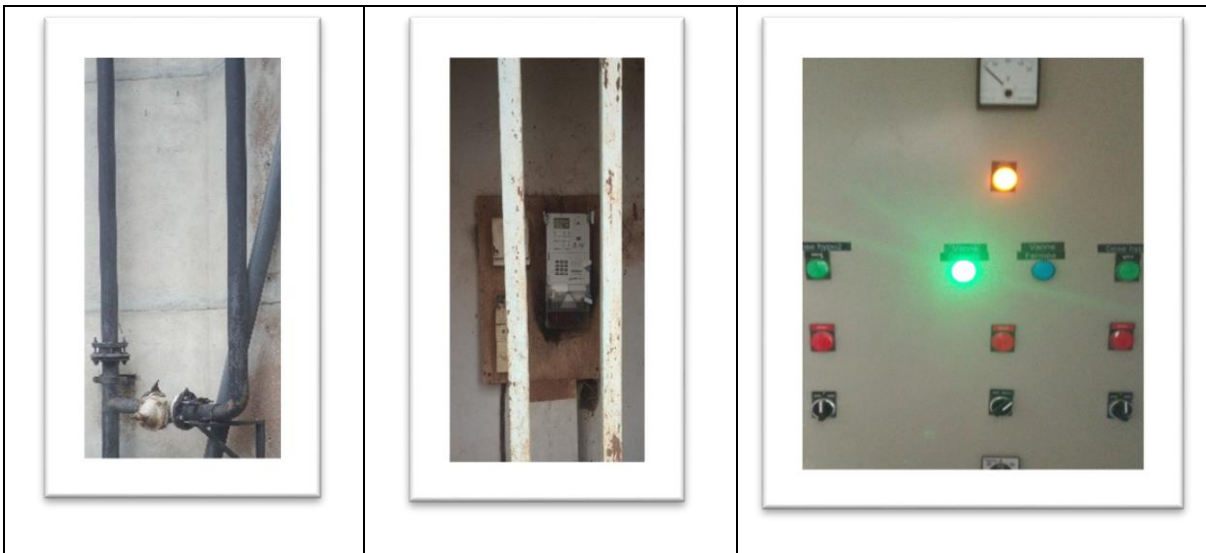
Annexe 1 : Etat du locale du château



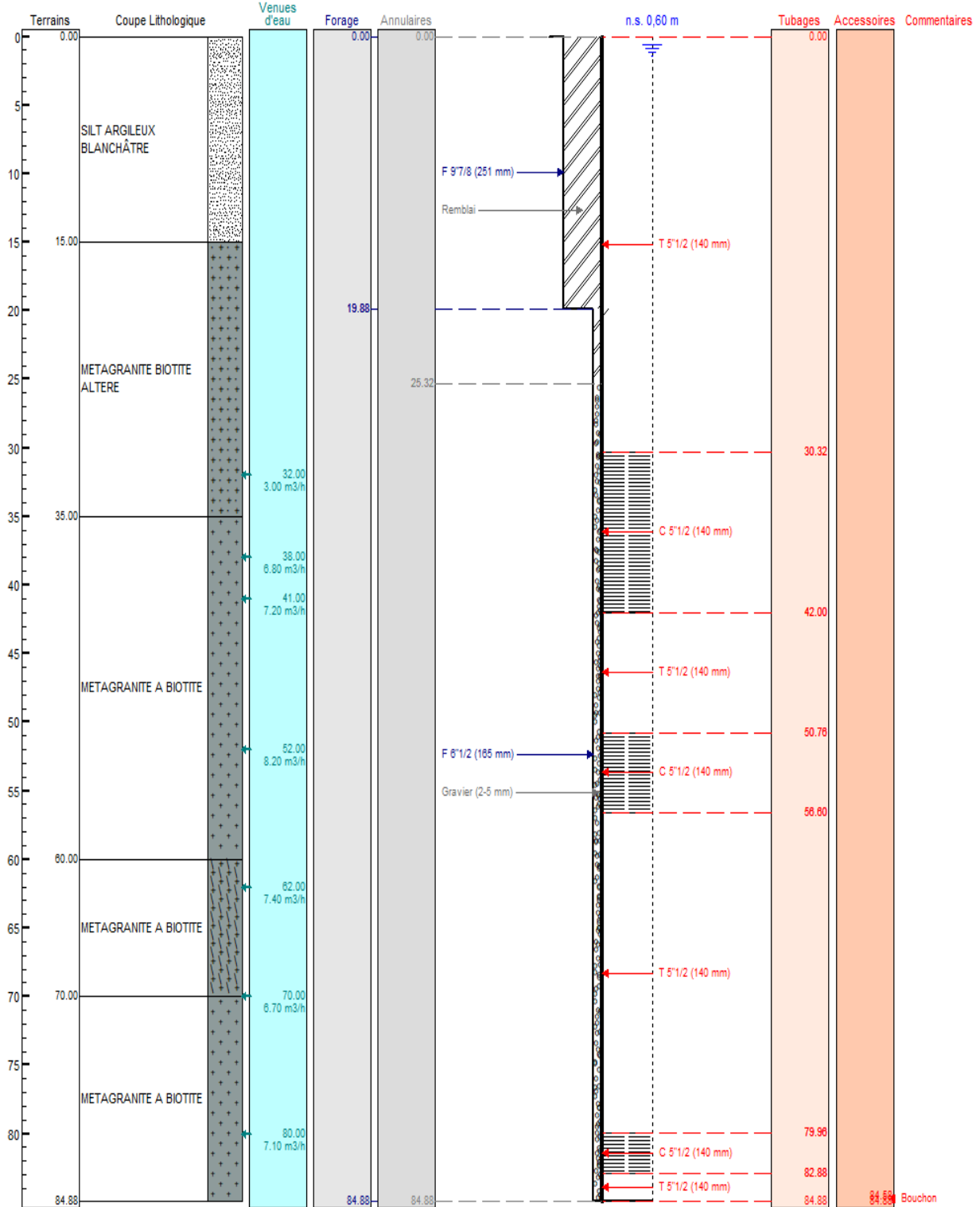
Annexe 2: Etat de la chambre de préparation de l'hypochlorite de calcium et l'agitateur



Annexe 3: Etat de la chambre de préparation de l'hypochlorite de calcium et l'agitateur



Annexe 4: Coupe du forage positif réalisé à Bébouo-Sibouo



Annexe 5: Débits dans les tronçons

T1	0.082	T23	0.398	T47	0.091	T71	0.086	T99	0.193	T121	0.105
T2	0.122	T24	0.126	T48	0.094	T72	0.090	T100	0.025	T122	0.061
T3	0.120	T25	0.068	T49	0.129	T73	0.063	T101	0.065	T123	0.065
T4	0.045	T26	0.027	T50	0.072	T74	0.060	T102	0.035	T124	0.109
T5	0.054	T27	0.063	T51	0.092	T75	0.074	T103	0.090	T125	0.121
T6	0.116	T28	0.089	T52	0.091	T76	0.116	TL	0.108	T126	0.059
T7	0.068	T29	0.027	T53	0.115	T77	0.025	TK	0.072	T127	0.013
T8	0.097	T30	0.111	T54	0.111	T78	0.086	T105	0.078	T128	0.092
T9	0.156	T31	0.072	T55	0.024	T79	0.277	T106	0.071	T129	0.089
T10	0.065	T32	0.102	T56	0.107	T80	0.315	T107	0.067	T130	0.087
T11	0.130	T33	0.191	T57	0.038	T81	0.085	T108	0.073	T131	0.019
T12	0.046	T34	0.094	T58	0.119	T82	0.084	TB	0.046	T132	0.182
T13	0.086	T35	0.013	T59	0.136	T83	0.047	TC	0.116	T133	0.166
T14	0.018	T36	0.063	T60	0.021	T84	0.154	TD	0.075	T134	0.040
T15	0.107	T37	0.023	T61	0.096	T85	0.023	TE	0.041	T135	0.104
T16	0.081	T38	0.098	TZ	0.027	T86	0.107	T110	0.104	T109	0.101
T17	0.0689	TA	0.110	T62	0.004	T87	0.124	T111	0.030		
T18	0.080	T39	0.081	T63	0.048	T88	0.095	T112	0.016		

Annexe 6 : Fiches techniques des essais de pompage

Client:	MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE		
Maître d'oeuvre:	OFFICE NATIONAL DE L'EAU POTABLE		
Lieu de l'ouvrage :	BEBOUO SIBOUO SITE B		
Profondeur utile du forage:	84.88	m	Niveau repère/sol: 0.95 m
Diamètre de la chambre de pompage:	140	mm	Niveau statique/sol: 0.93 m
Type de la pompe:	GRUNDFOS SP5A-21		Puissance de la pompe: 3 Kw
Diamètre nominal:	4"		Diamètre hors tout de la pompe: 100 mm
Débit maxi de la pompe:	12.00	m3/h	Hauteur de refoulement maxi: 71 mm
Installée à (profondeur):	70.00	m	Longueur de refoulement: 100 m

Observations : BON FORAGE AVEC BONNE REMONTEE

Date et heure de début de pompage le 10/07/2019 à 09:30

Type de sonde : Sonde de Niveau

Date	Heure	Temps	Débit	Sonde	Niveau/sol	Rabatt.	Observation
10/07/2019	09:33	0h03	4.14	6.32	5.37	4.44	
	09:35	0h05		7.98	7.03	6.10	
	09:40	0h10		10.90	9.95	9.02	
	09:45	0h15		12.97	12.02	11.09	
	09:50	0h20		14.46	13.51	12.58	
	09:55	0h25		15.63	14.68	13.75	
	10:00	0h30		16.61	15.66	14.73	
	10:05	0h35		17.43	16.48	15.55	
	10:10	0h40		18.14	17.19	16.26	
	10:15	0h45		18.78	17.83	16.90	
	10:20	0h50		19.31	18.36	17.43	
	10:25	0h55		19.80	18.85	17.92	
	10:30	1h00		20.23	19.28	18.35	
	10:40	1h10		21.00	20.05	19.12	
	10:50	1h20		21.65	20.70	19.77	
	11:00	1h30		22.23	21.28	20.35	
	11:10	1h40		22.73	21.78	20.85	
	11:20	1h50		23.15	22.20	21.27	
	11:30	2h00		23.53	22.58	21.65	
	11:45	2h15		24.03	23.08	22.15	
12:00	2h30	24.47	23.52	22.59			
12:15	2h45	24.83	23.88	22.95			
12:30	3h00	25.16	24.21	23.28			
13:00	3h30	25.73	24.78	23.85			
13:30	4h00	26.20	25.25	24.32			
14:00	4h30	26.60	25.65	24.72			
14:30	5h00	26.92	25.97	25.04			

DIAKITE-ENTREPRISE

Date	Heure	Temps	Débit	Sonde	Niveau/sol	Rabatt.	Observation
11/07/2019	15:00	5h30		27.19	26.24	25.31	
	15:30	6h00		27.44	26.49	25.56	
	16:00	6h30		27.67	26.72	25.79	
	16:30	7h00		27.87	26.92	25.99	
	17:00	7h30		28.05	27.10	26.17	
	17:30	8h00		28.05	27.10	26.17	
	18:00	8h30		28.19	27.24	26.31	
	18:30	9h00		28.45	27.50	26.57	
	19:00	9h30		28.56	27.61	26.68	
	19:30	10h00		28.64	27.69	26.76	
	20:00	10h30		28.72	27.77	26.84	
	20:30	11h00		28.80	27.85	26.92	
	21:00	11h30		28.90	27.95	27.02	
	21:30	12h00		29.00	28.05	27.12	
	22:30	13h00		29.18	28.23	27.30	
	23:30	14h00		29.32	28.37	27.44	
	00:30	15h00		29.44	28.49	27.56	
	01:30	16h00		29.56	28.61	27.68	
	02:30	17h00		29.68	28.73	27.80	
	03:30	18h00		29.80	28.85	27.92	
	04:30	19h00		29.93	28.98	28.05	
	05:30	20h00		30.03	29.08	28.15	
	06:30	21h00		30.11	29.16	28.23	
	07:30	22h00		30.28	29.33	28.40	
08:30	23h00		30.41	29.46	28.53		
09:30	24h00		30.52	29.57	28.64		
11:30	26h00		30.65	29.70	28.77		
13:30	28h00		30.75	29.80	28.87		
15:30	30h00		30.90	29.95	29.02		
17:30	32h00		31.03	30.08	29.15		
19:30	34h00		31.06	30.11	29.18		
21:30	36h00		31.15	30.20	29.27		
23:30	38h00		31.18	30.23	29.30		
12/07/2019	01:30	40h00		31.24	30.29	29.36	
	03:30	42h00		31.35	30.40	29.47	
	05:30	44h00		31.50	30.55	29.62	
	07:30	46h00		31.71	30.76	29.83	
	09:30	48h00		31.84	30.89	29.96	
	11:30	50h00		31.89	30.94	30.01	
	13:30	52h00		32.00	31.05	30.12	
	15:30	54h00		32.04	31.09	30.16	
	17:30	56h00		32.09	31.14	30.21	
	19:30	58h00		32.17	31.22	30.29	
	21:30	60h00		32.25	31.30	30.37	
	23:30	62h00		32.32	31.37	30.44	

13/07/2019	01:30	64h00		32.32	31.37	30.44
	03:30	66h00		32.34	31.39	30.46
	05:30	68h00		32.36	31.41	30.48
	07:30	70h00		32.46	31.51	30.58
	09:30	72h00		32.60	31.65	30.72
	09:33	72h03	0.00	27.78	26.83	25.90
	09:35	72h05		25.46	24.51	23.58

PAGE: 9

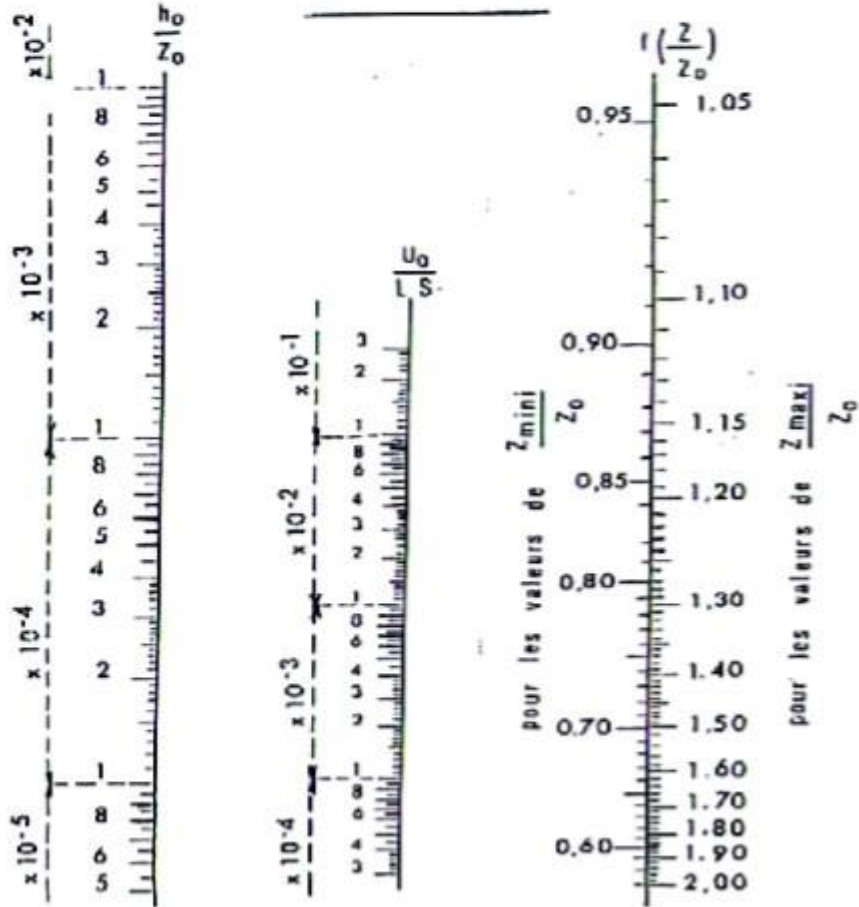
DIAKITE-ENTREPRISE

Date	Heure	Temps	Débit	Sonde	Niveau/sol	Rabatt.	Observation
	09:40	72h10		23.22	22.27	21.34	
	09:45	72h15		21.32	20.37	19.44	
	09:50	72h20		19.43	18.48	17.55	
	09:55	72h25		17.99	17.04	16.11	
	10:00	72h30		16.56	15.61	14.68	
	10:05	72h35		15.34	14.39	13.46	
	10:10	72h40		14.34	13.39	12.46	
	10:15	72h45		13.39	12.44	11.51	
	10:20	72h50		12.55	11.60	10.67	
	10:25	72h55		11.62	10.67	9.74	
	10:30	73h00		11.24	10.29	9.36	
	10:40	73h10		10.23	9.28	8.35	
	10:50	73h20		9.31	8.36	7.43	
	11:00	73h30		8.49	7.54	6.61	
	11:10	73h40		8.10	7.15	6.22	
	11:20	73h50		7.62	6.67	5.74	
	11:30	74h00		7.19	6.24	5.31	
	11:45	74h15		6.63	5.68	4.75	
	12:00	74h30		6.24	5.29	4.36	
	12:15	74h45		5.87	4.92	3.99	
	12:30	75h00		5.56	4.61	3.68	
	13:00	75h30		5.11	4.16	3.23	

Annexe 7 : Abaque de VIBERT

ABAQUE
DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



Résumé

Les localités de la sous-préfecture de Gadouan sont essentiellement alimenté par des systèmes HV et HU pour des populations de plus de 1000 habts. Depuis l'an 2000, les populations de Bébouo-Sibouo, Zaliouhan et Krébleguhé s'alimentent grace à un système HU par contre la quantité de l'eau fournie reste insatisfaisante. Ce mémoire a pour objectif de renforcer le système d'approvisionnement en eau potable afin de répondre aux besoins des populations. Pour résoudre ce problème, dans un premier temps nous avons procéder à la détermination de la disponibilité de l'eau dans la nappe en estimant la transmissivité et le coefficient d'emménagement à l'aide de la méthode de Cooper-Jacob et estimer les besoins en 2019 et à l'horizon du projet (2031). Pour la suite nous avons procédé aux différents dimensionnement des conduites à l'aide des formules de Breese et de Bedjaoui, en fin vérifier le fonctionnement du réseau existant avec le débit du forage en service et du réseau complémentaire avec le débit du nouveau forage grace aux différentes simulations réalisées avec le logiciel Epanet où les paramètres de pressions et de vitesses sont interprétés. A la fin du travail, il en ressort que la nappe se recharge bien car sa transmissivité est de la classe moyenne des transmissivités avec une valeur estimée à $8,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ et les besoins de la population en 2019 sont estimés à $400,032 \text{ m}^3/\text{j}$ et $685,406 \text{ m}^3/\text{j}$ en 2031. Ensuite les conduites retenues après dimensionnement sont toutes des conduites PVC de diamètres nominales 10 bars et composées d'une conduite PVC DN 200 mm pour le refoulement, une conduite PVC DN 90 mm pour les conduites d'amenés (conduite principale), et une conduite PVC DN 53 mm pour la distribution. En fin la vérification du fonctionnement du réseau montre qu'il y'a un dysfonctionnement du système existant qui s'explique par les pressions faibles et les négatives enregistrées seulement après 1 h de de distribution sur tout l'ensemble du réseau. Les pressions enregistrées lors de la simulation du réseau complémentaire varient de 10 m à 80 m, d'où un bon fonctionnement du système. Ce modèle sera donc retenue et servira de support pour la réalisation du projet d'AEP de ces localités.

Mots clés: Transmissivité, coefficient d'emménagement, dimensionnement de réseau, simulation de réseau.

Abstract

The localities of the Gadouan sub-prefecture are mainly supplied by HV and HU systems for populations of more than 1000 inhabitants. Since the year 2000, the populations of Bébouo-Sibouo, Zaliouhan and Krébleguhé have been using a HU system, but the quantity of water supplied remains unsatisfactory. This thesis aims to strengthen the drinking water supply system in order to meet the needs of the populations. To solve this problem, first we have to determine the availability of water in the aquifer by estimating the transmissivity and the storage coefficient using the Cooper-Jacob method and estimating the needs. in 2019 and on the project horizon (2031). For the rest of us we have the different sizing of the pipes using the Breese and Bedjaoui formulas, in the end check the functioning of the existing network with the flow of the drilling in service and the complementary network with the flow of the new drilling thanks to the different simulations performed with the Epanet software where the pressure and speed parameters are interpreted. At the end of the work, it results that the tablecloth recharges well because its transmissivity is of the middle class of transmissivities with an estimated value of $8.5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 / \text{s}$ and the needs of the population in 2019 are estimated at $400.032 \text{ m}^3 / \text{d}$ and $685.406 \text{ m}^3 / \text{d}$ in 2031. Then the pipes selected after dimensioning are all PVC pipes with nominal diameters 10 bars and composed of a PVC pipe DN 200 mm for the discharge, a PVC pipe DN 90 mm for the pipes supply lines (main line), and a DN 53 mm PVC line for distribution. In the end, the verification of the functioning of the network shows that there is a dysfunction of the existing system which is explained by the low and negative pressures recorded only after 1 hour of distribution over the entire network. The pressures recorded during the simulation of the additional network vary from 10 m to 80 m, hence a good functioning of the system. This model will therefore be retained and will serve as support for the realization of the DWS project of these localities.

Keywords: transmissivity, storage coefficient, network sizing, network simulation