



**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE
LEGUEMA AU RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO
DIOULASSO AU BURKINA FASO**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE EAU ET ASSAINISSEMENT
OPTION : QUALITE HYGENE SECURITE ENVIRONNEMENT

Présenté et soutenu publiquement le 16/01/2020 par

Marlyne Octavie KAFANDO (20120081)

Encadrant 2iE : Dr Lawani A. MOUNIROU, Enseignant-Chercheur à 2iE

Maître de stage : Dieudonné BAGRE, Ingénieur à l'ONEA

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Angelbert Chabi BIAOU

Membres et correcteurs : M. Moussa Diagne FAYE (Examineur)
Dr. Lawani Adjadi MOUNIROU (Encadreur)

Promotion [2018/2019]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire :

- A mon père KAFANDO Boureima Alain et à ma mère SAWADOGO Mariam, pour l'amour, le soutien et la patience dont ils font preuve à mon égard ;
- A mes frères, pour leurs encouragements ;
- A mon grand-père KAFANDO Sana, pour ses bénédictions et ses encouragements.

REMERCIEMENTS

Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de commencer par des remerciements à l'endroit de ceux qui m'ont beaucoup appris au cours de cette démarche et même à ceux qui ont eu la gentillesse de faire de cette expérience un moment très profitable.

Ainsi, mes remerciements vont :

- A l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour la qualité de la formation et la ressource mise à notre disposition ;
- A Monsieur Lawani Adjadi MOUNIROU, enseignant-chercheur au 2iE, pour sa disponibilité, ses conseils et son implication ;
- A l'Office National de l'Eau et de l'Assainissement, dirigé par Monsieur Gandaogo Frédéric François KABORE, pour l'accueil et la mise à disposition des ressources nécessaires à l'aboutissement du travail ;
- A Monsieur Dieudonné BAGRE mon maître de stage, Ingénieur dans la section Etude et Travaux de la Direction Générale de l'ONEA, pour ses remarques et conseils ;
- A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de mon travail.

RESUME

L'exploitation de la ressource en eau souterrain à travers la réalisation de forages est un bon moyen d'amélioration de la desserte en eau au Burkina Faso, notamment à Bobo-Dioulasso. Une chose est de réaliser des forages mais une autre est de trouver comment la distribuer à la population. L'étude de raccordement des trois forages de Leguema à Bobo Dioulasso a pour but de répondre à cette demande. Elle présente trois variantes possibles selon l'emplacement et la nature du réservoir de stockage de l'eau. Dans la première variante, l'eau des trois forages est refoulée dans une même conduite vers un réservoir placé en hauteur entre les forages et le point de raccordement au réseau existant. Dans la deuxième et la troisième variante, l'eau des forages est refoulée dans une même conduite vers un réservoir placé en fin de conduite au niveau du point de raccordement, à la seule différence que la deuxième est pourvue d'un réservoir surélevé et la troisième d'une bache semi-enterrée. On estime dans chacun des cas, une capacité de 1500 [m³] pour le réservoir. Le calcul des diamètres des conduites (315/257,8 mm ; 355/290,6 mm ; 500/409 mm) et le dimensionnement du réseau permettent d'effectuer un choix des pompes les mieux adaptés. Il s'agit notamment des pompes immergées de types Grundfos qui seront placées à l'intérieur de chaque forage.

Le choix de la variante la plus avantageuse basée sur l'analyse économique s'est porté sur la variante 3 dont le coût total revient à 1 443 590 000 F CFA.

La mise en place d'un dispositif désinfection de l'eau refoulée est essentiel pour une bonne qualité d'eau à la distribution. La désinfection se fera par injection d'hypochlorite de sodium préparé par un électrolyseur de type VoDes BlueWave 150.

Mots clés

- 1 – Analyse économique**
- 2 – Burkina Faso**
- 3 – Forage**
- 4 – Leguema**
- 5 – Raccordement hydraulique**
- 6 – Réseau d'adduction**

ABSTRACT

The exploitation of the underground water resource through drilling is a good way to solve water distribution problems in Burkina faso, particularly in Bobo-Dioulasso. One thing is to drill, but another is to figure out how to distribute it to the population. The purpose of the study of the connection of the three boreholes of Leguema in Bobo-Dioulasso is to meet this demand. It presents three possible variants depending on the location and nature of the water forage reservoir. In the first variant, the water of the three boreholes is returned in the same pipe to a reservoir placed high between the boreholes and the connecting point to the existing network. In the second and third variants, drilling water is returned in a same pipe to a reservoir at the end of the pipe at the connecting point, except that the second one is equipped with a raised reservoir and the third one is a semi-buried tarp. In each case, an estimated capacity of 1500 m³ is estimated for the reservoir. The calculation of pipe diameters (315/257,8 mm; 355/290,6 mm; 500/409 mm) and the sizing of the network make it possible to select the most suitable pumps. These include Grundfos type submerged pumps that will be placed inside each drilling site.

The choice of the most advantageous variant based on economic analysis was based on the variant 3 whose total cost is 1 443 590 000 F CFA.

The implementation of a device for disinfection of the rejected water is essential for good water quality at the distribution. Disinfection will be by injection of sodium hypochlorite prepared by a VoDes BlueWave 150 electrolyzer.

Key words

- 1 – Connecting**
- 2 – Burkina Faso**
- 3 – Drilling**
- 4 – Economic analysis**
- 5 – Leguema**
- 6 – Water System**

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AEPS : Adduction en Eau Potable Simplifié

AFD : Agence Française du Développement

BUMIGEB : Bureau des Mines et de la Géologie du Burkina

DN : Diamètre nominal

HMT : Hauteur Manométrique Total

INSD : Institut National de la Statistique

kW : Kilo Watt

L : Litre

m : Mètre

m³ : Mètre cube

m³/j : Mètre cube par jour

m³/h : Mètre cube par heure

ODD : Objectifs de Développement Durable

OMD : Objectifs du Millénaire pour le Développement

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

PEHD : Polyéthylène Haute Densité

PFA : Pression de Fonctionnement Admissible

PN : Pression Nominale

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

SOMMAIRE

| | |
|---|------------|
| Dédicaces | II |
| Remerciements | III |
| Résumé | IV |
| ABSTRACT | V |
| liste des abréviations | VI |
| Sommaire | 1 |
| LISTE DES TABLEAUX | 2 |
| LISTE DES FIGURES | 3 |
| <i>I. Introduction</i> | 4 |
| <i>II. Présentation de la zone d'étude</i> | 6 |
| II.1. Situation géographique | 6 |
| II.2. Relief et sols | 6 |
| II.3. Climat et Végétation | 7 |
| II.4. Hydrographie | 7 |
| II.5. Population | 8 |
| II.6. ACTIVITE ECONOMIQUE DE LA POPULATION | 9 |
| <i>III. Présentation du projet</i> | 10 |
| III.1. Contexte et justification | 10 |
| III.2. Objectif global et objectifs spécifiques | 11 |
| III.3. Situation de l'approvisionnement en eau potable dans la zone | 12 |
| <i>IV. Matériel et Méthodes</i> | 18 |
| IV.1. Matériel et logiciels | 18 |
| IV.2. Méthodologie de travail | 18 |
| <i>V. Résultats et Discussion</i> | 30 |
| V.1 Etude technique de raccordement hydraulique des forages | 30 |
| V.2. Conception et dimensionnement du dispositif de traitement de l'eau | 44 |
| <i>VI. Conclusion</i> | 49 |
| <i>VII. Recommandations - Perspectives</i> | 50 |
| <i>VIII. Bibliographie</i> | 51 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau 1: Estimation de la population communale par arrondissement en 2012, 2017 et 2022 | 8 |
| Tableau 2: Consigne d'exploitation Leguema 1 | 19 |
| Tableau 3: Consigne d'exploitation Leguema 2 | 19 |
| Tableau 4: Consigne d'exploitation Leguema 3 | 20 |
| Tableau 5 : Valeurs de k en fonction de la singularité | 27 |
| Tableau 6: Diamètres optimaux du réseau d'adduction (variantes 1, 2 et 3) | 30 |
| Tableau 7: Refoulement dans un réservoir surélevé placé sur la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau | 31 |
| Tableau 8 : Refoulement dans un réservoir surélevé placé en fin de la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau | 32 |
| Tableau 9 : Refoulement dans une bêche semi-enterrée en fin de la conduite de refoulement puis distribution avec un surpresseur | 32 |
| Tableau 10 : Détermination du point de fonctionnement de la variante 1 | 33 |
| Tableau 11: Courbe caractéristique résultante des trois pompes de la variante 1 | 34 |
| Tableau 12 : Détermination du point de fonctionnement de la variante 2 | 35 |
| Tableau 13 : Courbe caractéristique résultante des trois pompes de la variante 2 | 35 |
| Tableau 14: Caractéristiques des pompes | 37 |
| Tableau 15 : Courbe caractéristique résultante des trois pompes de la variante 3 | 37 |
| Tableau 16 : Calcul capacité du réservoir | 39 |
| Tableau 17 : Dimension réservoir | 40 |
| Tableau 18 : Détermination du coup de bélier pour la variante 1 | 41 |
| Tableau 19 : Détermination du coup de bélier pour la variante 2 | 41 |
| Tableau 20 : Détermination du coup de bélier pour la variante 3 | 41 |
| Tableau 21: Calcul des butées en fonction du type de coude | 42 |
| Tableau 22: Dimensions des tranchées | 43 |
| Tableau 23 : Estimation des coûts pour chaque variante | 44 |
| Tableau 24: Caractéristiques de l'électrolyseur | 47 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 1: Localisation de la ville de Bobo Dioulasso..... | 6 |
| Figure 2 : Sectorisation actuelle de la ville de Bobo-Dioulasso | 13 |
| Figure 3: Sectorisation pour le schéma d'alimentation à l'horizon 2030..... | 14 |
| Figure 4: Localisation des ressources actuelles-Site Nasso..... | 15 |
| Figure 5: Synoptique du schéma d'alimentation en eau de Bobo Dioulasso à l'horizon 2030... | 17 |
| Figure 6: Refoulement dans un réservoir surélevé placé sur la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau (Solution 1) | 21 |
| Figure 7: Refoulement dans un réservoir surélevé placé en fin de la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau (Solution 2) | 21 |
| Figure 8: Refoulement dans une bache semi-enterrée en fin de la conduite de refoulement puis distribution avec un surpresseur dans le réseau de distribution (Solution 3)..... | 22 |
| Figure 9 : Point de fonctionnement du système d'adduction de la variante 1 | 34 |
| Figure 10 : Point de fonctionnement du système d'adduction de la variante 2 | 36 |
| Figure 11 : Point de fonctionnement du système d'adduction de la variante 3 | 38 |

I. INTRODUCTION

Ressource rare et limitée, l'eau est fragile, non substituable et indispensable à la vie. Antoine de Saint-Exupéry disait à ce propos que « l'eau n'est pas nécessaire à la vie, elle est la vie ». C'est dans cette optique que chaque pays met en œuvre des stratégies et des plans de gestion de ses ressources en eau. La population actuelle du Burkina Faso est de 18,5 millions d'habitants et l'urbanisation de plus en plus rapide du pays augmente les pressions sur les maigres ressources en eau potable et le peu d'infrastructures existantes. Avec un taux de croissance moyenne annuel de 5,2%, 40% de la population vivra dans les centres urbains d'ici 2030. Il est donc nécessaire de trouver un moyen pour optimiser l'exploitation des ressources en eau brute que nous avons à notre disposition.

Ces ressources d'eau peuvent être regroupées en trois (03) grandes catégories : les impluvieux, les ressources en eau de surface et les ressources en eau souterraines. Pour Fulgence T. Ki, « l'écoulement moyen des eaux de surface du Burkina Faso (quantité totale d'eau produite en territoire burkinabè, incluant ruissellement, débit de base des cours d'eau et décharge des aquifères au niveau des sources et dans les lits des cours d'eau) est estimé à 8,6 milliards de m³ environ » ; et selon l'inventaire de 2011 de la Direction Générale de Ressources en Eau (D.G.R.E.), le Burkina Faso compte 1794 ouvrages de mobilisation des ressources en eau de surface avec une capacité de retenue d'eau d'environ 5 milliards de m³ dont 2,7 milliards stockées en moyenne par an.

L'hydrogéologie du Burkina Faso fait apparaître deux (02) grandes formations aquifères : le socle cristallin et les zones sédimentaires. Le socle cristallin s'étend sur 225 000 km² soit 82% du territoire, où les eaux souterraines sont liées à la fissuration, à la fracturation ou à l'altération des roches. Les débits y sont généralement faibles (0,5 à 20 m³/h). Les zones sédimentaires quant à elles sont des bandes allant du Sud-Ouest au Nord et dans le Sud-Est. La nappe peut fournir des débits plus importants pouvant atteindre 100 m³/h et plus. L'évaluation des eaux souterraines est donc estimée à environ 32,43 milliards de m³ pour la ressource renouvelable, c'est-à-dire le volume d'eau qui peut être renouvelé à partir des pluies moyennes. Toutes ces données nous font prendre conscience de l'énorme potentialité en eau dont nous sommes dotés, notamment en ce qui concerne les eaux souterraines. L'exploitation de la

ressource en eau souterraine s'avère donc un excellent moyen de pallier aux problèmes liés à l'eau.

L'ONEA est le principal fournisseur en matière d'eau et d'assainissement au Burkina Faso. Le taux d'accès de l'eau potable en 2017 a été de 73,4% pour une cible de 74%, donc légèrement en dessous de ce qui était attendu. Les principales actions entreprises en 2017 ont permis la réalisation de 3955 forages neufs et la réhabilitation de 1632 autres ; la construction de 225 AEPS (systèmes d'adduction d'eau potable simplifiés) et la réhabilitation de 46, ainsi que l'accroissement de la capacité de production de l'ONEA de 156468 m³/jour et sa capacité de stockage en eau de 12600 m³ (PN-AEPA, 2016-2030).

Dans des régions comme celle du Haut bassin, notamment la ville de Bobo Dioulasso, reposant sur une zone sédimentaire riche en eau souterraine, l'accent sera mis sur l'exploitation de cette ressource, plus avantageuse que l'exploitation des eaux de surface, pour la production d'eau potable. Ainsi, afin d'atteindre les objectifs fixés par le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP 2016-2030), dans le but de résoudre à moyen terme le manque d'eau dans certaines zones lié à la mauvaise répartition de l'eau déjà produite dans la région des Haut Bassins comme Bobo Dioulasso et afin d'atténuer la dépendance des zones concernées à la station de Nasso, il a été réalisé un certain nombre de forages dans la commune de Bobo. C'est ainsi que la périphérie Est et Sud-est de la commune de Bobo Dioulasso a connu la réalisation d'un projet de renforcement de sa capacité de production en eau potable par la construction de trois (03) nouveaux forages à Leguema afin de faire face à la mauvaise répartition. En effet, cette zone comme bien d'autres à Bobo Dioulasso présente un réel manque en matière d'eau potable dû à une mauvaise répartition, mais aussi dépend entièrement de la station de Nasso, unique station par laquelle toutes les eaux transitent. L'objectif ici est de créer un point de stockage totalement indépendant en menant une étude de raccordement des forages de Leguema au réseau de distribution déjà existant en vue de casser la dépendance de la distribution de l'eau à la station de traitement de Nasso. Pour mener à bien notre étude, nous avons suivi une démarche bien précise qui a consisté en : une présentation de la zone d'étude et du projet ; la proposition d'une étude de raccordement hydraulique en trois variantes ; l'évaluation de ces possibilités et le choix de la plus avantageuse ; la proposition d'un traitement de l'eau.

II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Avec une superficie de 160000 hectares, la ville de Bobo Dioulasso est située à l'ouest du Burkina Faso sur l'axe Ouagadougou-Abidjan. Capitale de la province du Houet et Chef-lieu de la région des Hauts-Bassins, Bobo Dioulasso est la deuxième du pays après Ouagadougou la capitale dont elle est éloignée d'à peine 360 km (Werthmann et Sanogo, 2013). Une illustration de localisation de la ville de Bobo-Dioulasso est présentée dans la figure 1.



Figure 1: Localisation de la ville de Bobo Dioulasso

II.2. RELIEF ET SOLS

Le relief et le sol sont des facteurs qui permettent de comprendre l'implantation des hommes dans la ville. Ils expliquent la forte concentration par endroits et le sous peuplement de certaines terres. (Werthmann et Sanogo, 2013). Le relief est peu accidenté et se caractérise par une chaîne rocheuse au sud, des bas-fonds et des plaines aménageables. Quant aux sols, ils sont

de type ferrugineux et en majorité hydromorphes sur cuirasse ancienne et sont très favorables à l'agriculture (Rapport du Programme de renforcement des capacités de lutte contre le changement climatique, 2009)

II.3. CLIMAT ET VEGETATION

Le climat est de type Sud Soudanien et se caractérise par une longue saison sèche (octobre à avril) et une saison pluvieuse d'une durée de 5 mois (mai à septembre). La saison sèche se compose d'une période froide (novembre à janvier) et d'une période chaude (février à avril). Les pluies sont relativement abondantes mais inégalement réparties dans le temps et dans l'espace. On a en moyenne des précipitations annuelles comprises entre 900 et 1200mm et des précipitations qui durent 4 à 6 mois (Commune de Bobo Dioulasso, 2018).

La végétation est de type Sud Soudanien constituée de savanes boisées, de savanes arborées et arbustives. Il existe neuf (09) forêts classées et de multiples galeries forestières le long des cours d'eau. Cette importante végétation renferme une faune multiple et variée (Rapport du Programme de renforcement des capacités de lutte contre le changement climatique, 2009). Cependant on note de plus en plus une dégradation de l'environnement due à l'action entropique. Les espèces fauniques sont en nette régression. (Commune de Bobo Dioulasso, 2018)

II.4. HYDROGRAPHIE

Le réseau hydrographique est dense et ramifié avec la présence de nombreuses sources pérennes mais fragiles (la Guinguette, terroir de Kokorowé et Pessou, terroir de Kimidougou). Ce réseau atteste de la productivité des aquifères gréseux (Ministère de l'Eau et de l'Assainissement, 2016).

C'est dans la zone de Bobo-Dioulasso que le Mouhoun (un des principaux cours d'eau du pays) prend sa source. Une vingtaine de sources y ont été dénombrées dont la plus importante est celle de la Guinguette. Les eaux souterraines sont relativement abondantes et peuvent donner aux forages des débits importants de l'ordre de 10 à 100 m³/h avec des pics réalisés par l'ONEA pouvant atteindre 800 m³/h. L'approvisionnement en eau potable de la ville de Bobo Dioulasso se fait à partir du captage des sources ONEA à Nasso (Commune de Bobo

Dioulasso, 2018). Les forages constituent selon l'étude menée la principale source d'approvisionnement en eau potable de la localité rurale de Hauts Bassins, suivi des puits busés qui eux existent dans toutes les communes de la région. (INSD, 2007)

II.5. POPULATION

Toute étude sur l'urbanisation et l'urbanité doit tenir compte du fait qu'aucune ville ne ressemble à une autre (Berking et Low, 2008). L'état de la population donne le reflet de celle-ci à un moment donné et permet de la connaître dans ses différentes composantes. La connaissance de la structure de la population permet d'évaluer les différents besoins sociaux (santé, scolarisation, emploi...) liés à des groupes spécifiques et d'anticiper des problèmes qui résulteraient d'éventuels déséquilibres (Commune de Bobo Dioulasso, 2018).

Entre 1985 et 2012, la population de Bobo Dioulasso est passée de 228 668 habitants à 813 610 habitants (INSD, 2017). En appliquant un taux d'accroissement annuel de 5% (taux d'accroissement annuel entre le recensement général de la population et de l'habitat en 1996 et celui de 2006) sur la partie urbaine et un taux d'accroissement annuel de 3,1% (taux d'accroissement annuel moyen national entre le recensement général de la population et de l'habitat en 1996 et celui de 2006) sur la partie rurale, la population communale de Bobo-Dioulasso est estimée en 2017 à 1.028.639 habitants et cinq (05) ans après en 2021 à 1.301.468 habitants. Elle est relativement jeune (les moins de 15 ans représentent 46 %) ; les femmes représentent environ 49% de la population de la commune. Le taux de croissance de la population est de 2,8% (Commune de Bobo Dioulasso, 2018).

Tableau 1: Estimation de la population communale par arrondissement en 2012, 2017 et 2022

| | 2012 | 2017 | 2022 |
|--------------------------------|--------|---------|---------|
| Total secteurs urbains de Bobo | 726007 | 926589 | 1182589 |
| Total villages de Bobo | 87603 | 102050 | 118879 |
| Total commune de Bobo | 813610 | 1028639 | 1301468 |

Source : INSD (EPOP 2012), DESP Commune de Bobo-Dioulasso (2017)

Bobo Dioulasso se divisait en trois (03) arrondissements à savoir Dafra, Do et Konsa, possédant chacun leur mairie mais depuis les élections municipales de 2012, elle compte sept (07) arrondissements. La ville est composée de 25 secteurs. En dehors de la ville de Bobo-

Dioulasso, la commune de Bobo Dioulasso englobe depuis 2004 trente-cinq (35) villages qui faisaient partie du département de même nom (Commune de Bobo Dioulasso, 2007). La population est inégalement répartie sur l'ensemble de la zone.

II.6. ACTIVITE ECONOMIQUE DE LA POPULATION

L'analyse des caractéristiques économiques de la population d'une région permet de renforcer les données statistiques sur l'emploi et les domaines connexes. (Commune de Bobo Dioulasso, 2007).

Bobo Dioulasso est un grand centre commercial, industriel et touristique (Werthmann et Sanogo, 2013). L'agriculture, l'élevage et le maraichage sont pratiqués dans les villages rattachés et dans la zone périurbaine, par des habitants en activité principale ou complémentaire. Il existe une grande diversité et adaptabilité des activités pratiquées par l'ensemble des habitants de la commune. Le secteur de l'artisanat est diversifié et dynamique mais désordonné. La présence de plusieurs sites touristiques dans la commune mobilise un nombre assez important de jeunes (Commune de Bobo Dioulasso, 2018).

Le tissu industriel de Bobo Dioulasso couvre les domaines de l'agro-alimentaire, de l'agro-industrie, de la mécanique et de la métallurgie, de la chimie et ses dérivés, ainsi que deux (02) unités de production d'eau minérale du Burkina Faso (Commune de Bobo Dioulasso, 2007). La région des Hauts Bassins est grande productrice de coton-céréales (maïs, sorgho, mil). La main d'œuvre est abondante. Le secteur tertiaire urbain est développé au travers des services et du commerce avec une forte proportion d'acteurs dans le secteur informel. La population en majorité jeune constitue un potentiel de dynamisme socio-économique (Commune de Bobo Dioulasso, 2018).

Le cadre physique et les facteurs pédoclimatiques de la commune urbaine de Bobo-Dioulasso sont un véritable potentiel pour l'activité agricole. Sa végétation abondante encourage l'élevage et son relief offre des paysages fascinants, objets d'attractions de nombreux touristes. Sa situation géographique est également un atout pour les activités commerciales. (Rapport du Programme de renforcement des capacités de lutte contre le changement climatique, 2009).

III. PRESENTATION DU PROJET

III.1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION

« En 2030, la ressource en eau du pays est connue et gérée efficacement pour réaliser le droit d'accès universel à l'eau et à l'assainissement, afin de contribuer au développement durable », telle est la nouvelle politique nationale élaborée dans le cadre du Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEPA, 2016-2030).

Au Burkina Faso, l'accès à l'eau potable entre 2000 et 2015 est passé de 41 à 43% en milieu rural et de 75 à 79% en milieu urbain. Le pays s'est engagé à créer l'accès universel à l'eau potable d'où l'adoption du Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEPA, 2016-2030). L'élaboration de ce programme prend appui sur un rapport d'état des lieux de l'Adduction en Eau Potable réalisé entre septembre et décembre 2014. Ce processus prend en compte l'implication de tous les acteurs concernés par le sous-secteur.

L'Office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) est un acteur majeur de l'approvisionnement en eau potable au Burkina Faso. Sa stabilité institutionnelle ainsi que son autonomie de gestion et la qualité de sa gouvernance lui ont permis de se faire une notoriété dans le pays et au-delà des frontières. Il compte à son effectif la gestion de 57 centres dont 37 sont alimentés à partir d'eau souterraine, 12 à partir d'eau de surface et 07 à partir de source mixte (eau souterraine + eau de surface). La consommation totale à son réseau était de 68 078 447 m³/j soit un taux d'accès à l'eau potable en milieu urbain au 31 décembre 2015 de 89,9%. Le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable (PN-AEP) 2016-2030 a pour objectif de satisfaire durablement les besoins en eau potable des populations en quantité et en qualité. Il contribue de ce fait à la réalisation des Objectifs du Développement Durable (ODD), notamment l'objectif 6 : « Garantir l'accès de tous à des services d'approvisionnement en eau et d'assainissement et assurer une gestion durable des ressources en eau ». L'Office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) s'inscrit dans ce programme et a pour but d'atteindre les objectifs majeurs structurant suivants en matière d'Adduction en Eau Potable (AEP) à l'horizon 2030 :

- a) Un taux d'accès à l'eau potable égale à 100% avec continuité et qualité 24h/24 ;
- b) Des performances opérationnelles et une meilleure qualité de service aux clients ;

- c) Un prix de l'eau abordable pour tous ;
- d) Une société qui reste saine économiquement et financièrement.

Bobo-Dioulasso est l'une des nombreuses villes où l'Office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) œuvre à atteindre les objectifs fixés. L'immense potentialité de la bordure Sud-Est du bassin sédimentaire de Taoudeni (toutefois non encore suffisamment exploré) permet d'envisager l'exploitation de la ressource en eau souterraine pour alimenter plusieurs localités et ainsi atteindre les objectifs fixés. On souligne de ce fait la grande richesse en ressource en eau souterraine de cette ville. Cependant, en 2017, la Direction Régionale de l'ONEA à Bobo Dioulasso plaçait le taux d'accès à l'eau potable à 89% (MEA, 2017), loin des 100% que l'on vise. Ce déficit n'est pas dû à un manque d'eau mais plutôt à une mauvaise répartition de la ressource au moment de la distribution. Les faiblesses constatées sur le fonctionnement du réseau d'eau potable de Bobo-Dioulasso lors du diagnostic effectué en 2017 ont fait émerger le besoin d'établissement d'un schéma d'alimentation en eau. Ainsi, l'ONEA, de concert avec l'AFD (Agence Française du Développement), a élaboré un Schéma Directeur de l'Alimentation en Eau (SDAE) de la ville de Bobo Dioulasso. Ce schéma laisse entrevoir les lacunes existantes dans le système actuel de distribution de l'eau, créant des baisses de pressions voir même des coupures d'eau dans certaines zones notamment à l'Est de la ville, comme Kua. Etant donné que le manque d'eau n'est pas lié à la présence de la ressource mais plutôt à la mauvaise distribution, quelle solution pourrait-on envisager ?

La création de stockage indépendant utilisant de la ressource en eau souterraine semble être la solution la plus judicieuse pour nous. Plusieurs forages ont été de ce fait réalisés dans des zones comme Kouka et Leguema. Il est question d'utiliser ces forages pour s'affranchir de la totale dépendance de l'ONEA à son unique station de traitement situé à Nasso et ainsi restaurer l'équilibre au niveau de la distribution. Les forages qui feront l'objet de notre étude sont ceux de Leguema et sont au nombre de trois (03).

III.2. OBJECTIF GLOBAL ET OBJECTIFS SPECIFIQUES

L'objectif de l'étude pour l'entreprise est d'améliorer de manière durable l'accès à l'eau potable à Bobo-Dioulasso par un renforcement la couverture hydraulique en diversifiant les

sources d'approvisionnement et en rompant avec la totale dépendance des réservoirs avec la station de Nasso.

L'objectif pour nous dans cette étude est de créer un stockage indépendant pour permettre à la zone de Kua d'accéder à l'eau.

Pour se faire, on devra :

- ♣ Dimensionner les équipements hydrauliques nécessaires au raccordement des forages au réseau ;
- ♣ Faire une évaluation financière de l'option de dimensionnement ;
- ♣ Proposer un traitement adéquat pour la ressource en eau mobilisée.

III.3. SITUATION DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE

DANS LA ZONE

A l'instar de plusieurs régions du Burkina Faso, la situation de l'accès à l'eau potable dans la région du Houet, notamment à Bobo-Dioulasso, reste à être améliorée.

On dénombrait, en 2017, 64 000 abonnés dans la ville de Bobo-Dioulasso contre 33 000 entre 1960 et 2010. De même, le réseau est passé de 733 km en 2010 à 1200 km en fin 2017. Le nombre de réservoirs est passé, pour la même période, de huit (08) à onze (11) pour une production annuelle d'eau potable passant de 10 millions en 2010 à 17 millions de m³ en 2017 soit une augmentation de 70% en sept (07) ans. Des études ont permis de projeter la population à l'horizon 2030 à 1 559 200 habitants pour un besoin en eau de 86 952 m³/j. Malgré toutes ces améliorations, des difficultés de ravitaillement des populations en eau potable 24h/24 subsistent. A ce jour, la desserte en eau n'est pas continue et certains secteurs souffrent de déficit important, en particulier pendant la saison sèche. Cela s'explique selon les responsables de la société par le fait du dépassement des prévisions faites, dû à l'urbanisation accélérée de la ville, l'expansion spatiale de Bobo-Dioulasso, qui ne s'effectue pas toujours de concert avec l'ONEA et le développement des activités économiques.

Les faiblesses constatées sur le fonctionnement du réseau d'eau potable de Bobo-Dioulasso lors du diagnostic effectué en 2017 ont fait émerger le besoin d'établissement d'un schéma d'alimentation en eau. Plus que d'un manque d'eau, la ville souffre d'une mauvaise répartition de l'eau en particulier en aval des points de livraison (Bama et Bolomakoté). L'ONEA s'attèle ainsi à la mise en œuvre de mesures visant à réduire le déficit et favoriser l'amélioration de la

ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO

gestion de l'eau potable suivant trois (03) modes à savoir à court, moyen et long terme. A court terme, la société a d'ores et déjà établi un programme de distribution alterné de la ville en eau potable et également entamée une politique de lutte contre les pertes d'eau. A moyen terme, la société a prévu le raccordement de certains forages comme il est le cas des trois (03) forages de Leguema à l'horizon 2020 dans le but d'atténuer la dépendance de l'alimentation en eau de kua représentée actuellement par la zone 8 (sectorisation actuelle, figure 2) et à l'horizon 2030 par la zone H (sectorisation prévue à l'horizon 2030, figure 3) au réservoir de Bolomakoté, lui-même dépendant de la station de Nasso. Pour le long terme, de grands projets s'inscrivant en droite ligne dans la mise en œuvre du PNDES sont en cours de réalisation. Il faut noter que les forages comme ceux de Pala et de Leguema ne sont pas inscrits dans le schéma directeur que l'ONEA a conçu pour la ville de Bobo Dioulasso à l'horizon 2030, leur réalisation étant purement stratégique.

Le fonctionnement actuel est basé sur une sectorisation composée de huit (08) zones de distribution. Les zones situées à l'est de la ville souffrent d'un fort déficit.

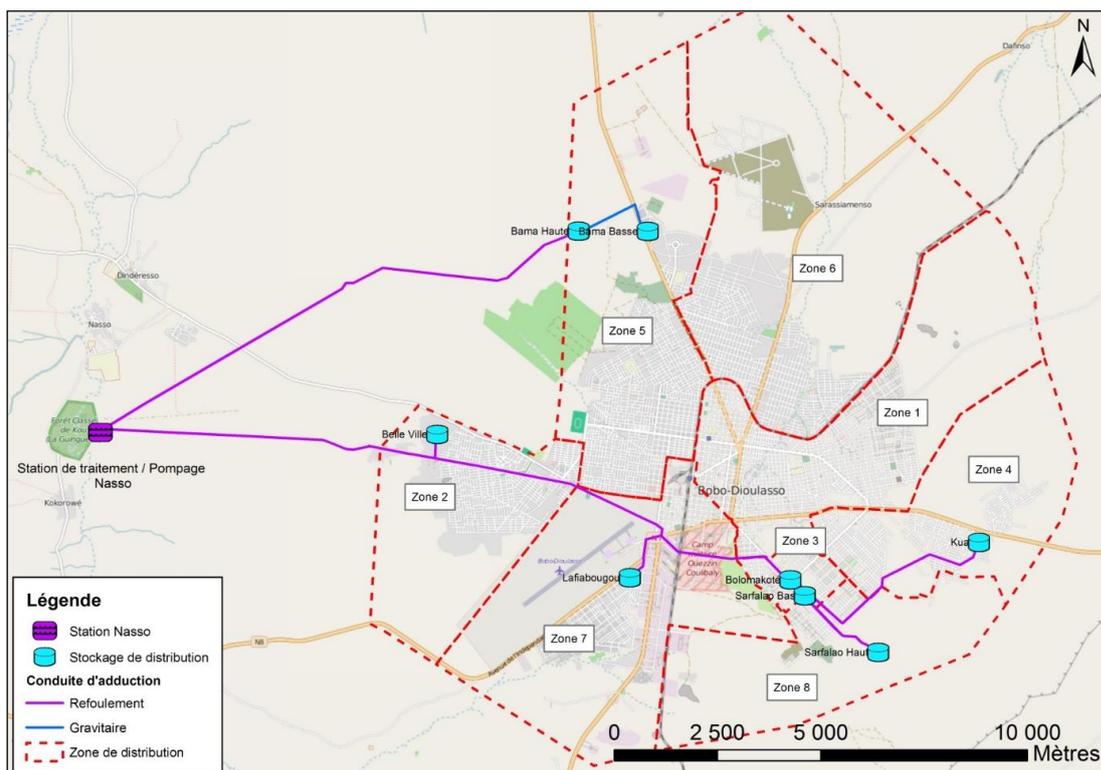


Schéma Directeur d'Approvisionnement en Eau Potable 2018, ONEA

Figure 2 : Sectorisation actuelle de la ville de Bobo-Dioulasso

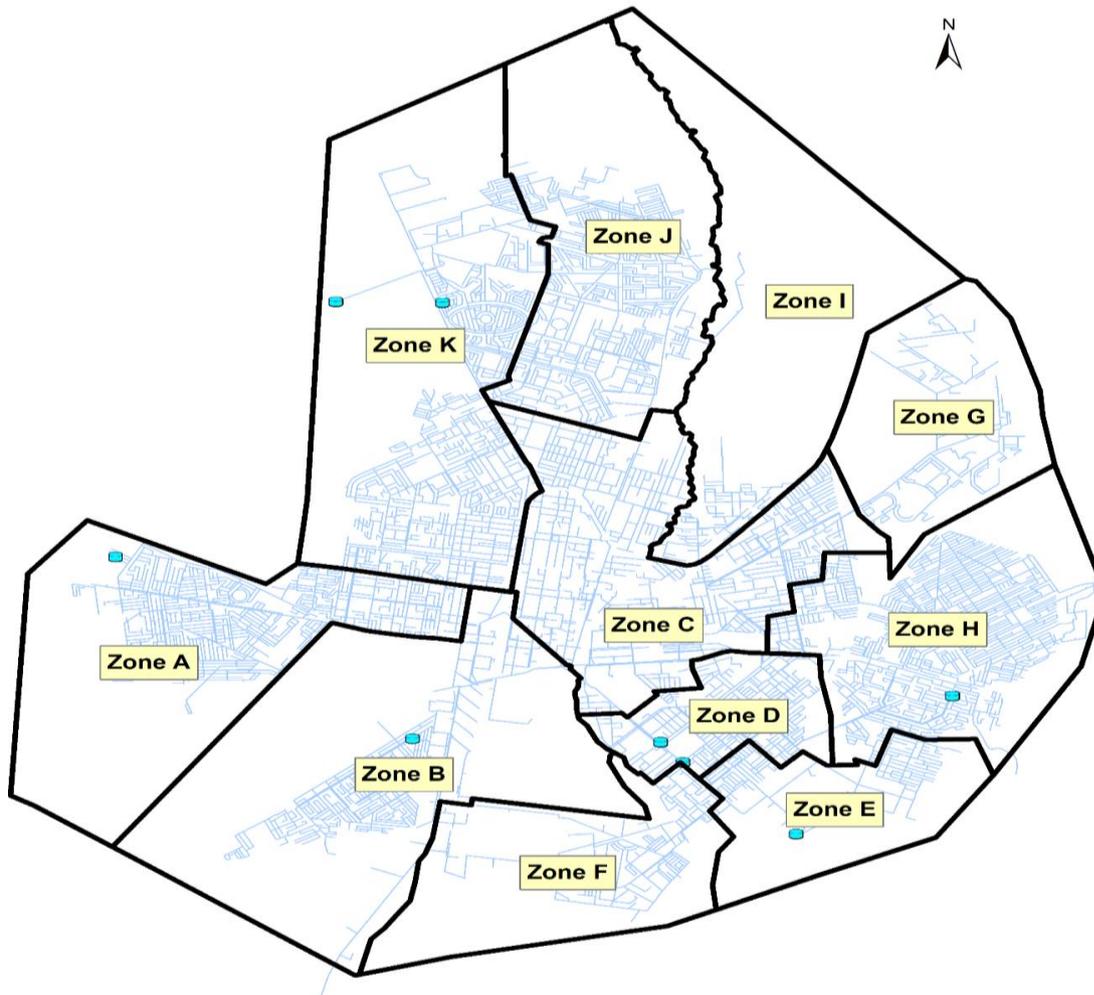


Schéma Directeur d'Approvisionnement en Eau Potable 2018, ONEA

Figure 3: Sectorisation pour le schéma d'alimentation à l'horizon 2030

Le schéma d'alimentation en eau retenu pour la ville à l'horizon 2030 est basé sur des critères de dimensionnement et des hypothèses cohérentes avec le contexte local. Toutes les ressources en eau actuelles destinées au réseau AEP de Bobo-Dioulasso sont concentrées autour du site de Nasso, unique point de stockage d'arrivée des eaux brutes. L'ONEA souhaite diversifier ses ressources en eau afin de limiter sa dépendance du site de Nasso. Le stockage en eau au niveau de Nasso est très faible (2000 m^3), il est proposé d'ajouter un stockage de $10\,000 \text{ m}^3$ dans l'enceinte de la station de traitement. Le site de Nasso se situe à environ 15 km à l'ouest du centre de Bobo-Dioulasso. L'eau brute collectée provient d'une source et de dix forages. La capacité de production d'eau brute est de :

- $1\,150 \text{ m}^3/\text{h}$ provenant de la source à Nasso ;
- $1\,305 \text{ m}^3/\text{h}$ provenant des 5 forages (F1, F2, F3, F4 et F5),
- $2\,000 \text{ m}^3/\text{h}$ provenant des 5 forages du lot 1 (SE1, SE4, SE6, SE8 et SE10).

Une production totale de 4 455 m³/h soit 89 100 m³/j sur la base d'un fonctionnement de 20h par jour.

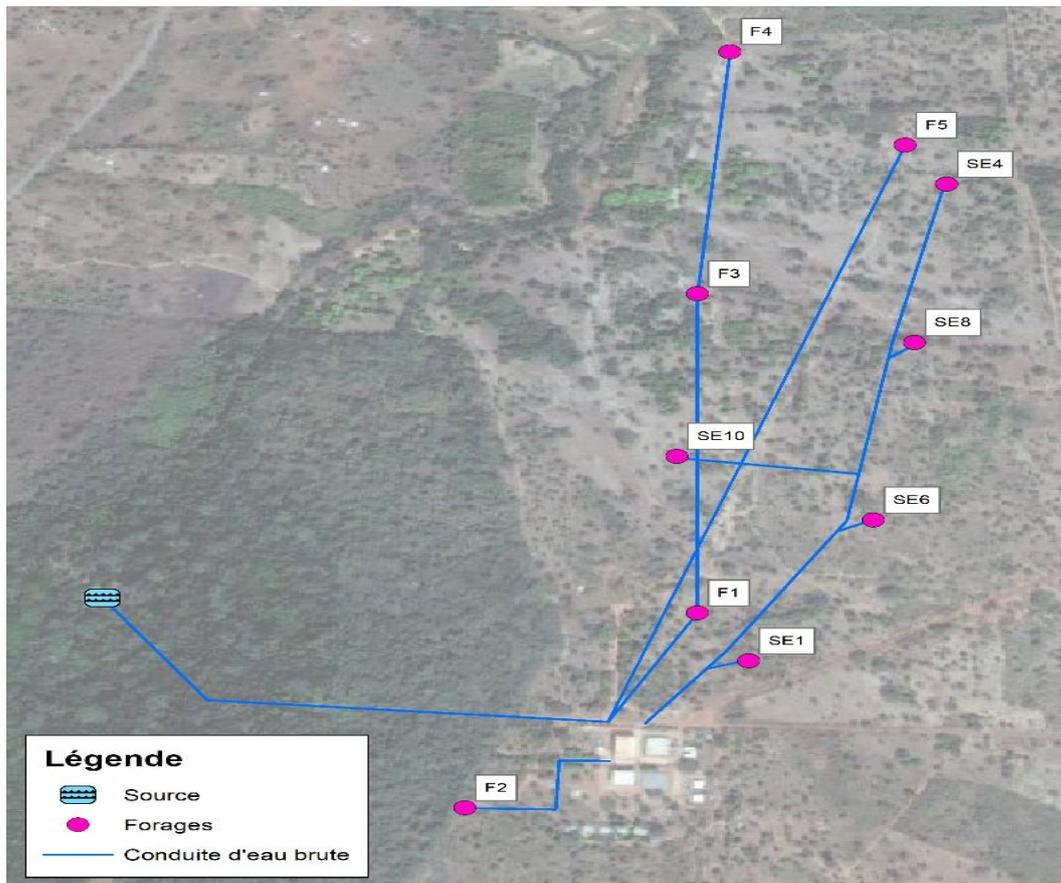


Schéma Directeur d'Approvisionnement en Eau Potable 2018, ONEA

Figure 4: Localisation des ressources actuelles-Site Nasso

Les principales faiblesses et problématiques du réseau sont essentiellement localisées au niveau du fonctionnement inter-réservoirs, des pressions et des zones de distribution.

- **Fonctionnement inter-réservoirs**

La gestion des différents refoulements secondaires aux niveaux du site de Bolomakoté et de Sarfalao Bas ne permet pas de transférer suffisamment d'eau aux différents réservoirs (Sarfalao Bas, Sarfalao Haut et Kua).

- **Pressions**

Certains secteurs ont une pression faible. Les pertes de charge en période de pointe sont supérieures à la différence de hauteur entre le réservoir et l'abonné.

- **Zones de distribution**

La sectorisation en place ne permet pas une gestion optimale du réseau. La zone 4 dont le réservoir est alimenté via les stockages de Bolomakoté est assez étendue, rendant sa gestion complexe. Un fonctionnement est réalisé en mode dégradé pour pallier aux manques d'eau et aux faibles pressions. Beaucoup de vannes de frontières sont ouvertes ou partiellement ouvertes afin de limiter les faibles pressions dans le réseau.

Le volume transitant via la ligne Nasso-Bama ($175\ 00\ \text{m}^3/\text{j}$) ne sera pas en mesure d'alimenter les zones de distribution de Bama Haut et Bama Bas à horizon 2030 dont la demande est estimée à $29\ 000\ \text{m}^3/\text{j}$. Un déficit de $11\ 500\ \text{m}^3$ sera constaté si la sectorisation du réseau n'évolue pas.

Au niveau du fonctionnement en aval des points de livraison, de nombreuses modifications doivent être proposées afin de garantir une alimentation en continue (24 heures) en tout point du réseau. L'équilibre entre les deux systèmes d'adduction et les besoins en eau du réseau de distribution sera solutionné par une nouvelle répartition de l'eau en fonction des besoins.

Une nouvelle sectorisation sera proposée, celle-ci sera composée de onze (11) zones de distribution nommées de A à K (ONEA).

ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIULASSO AU BURKINA FASO

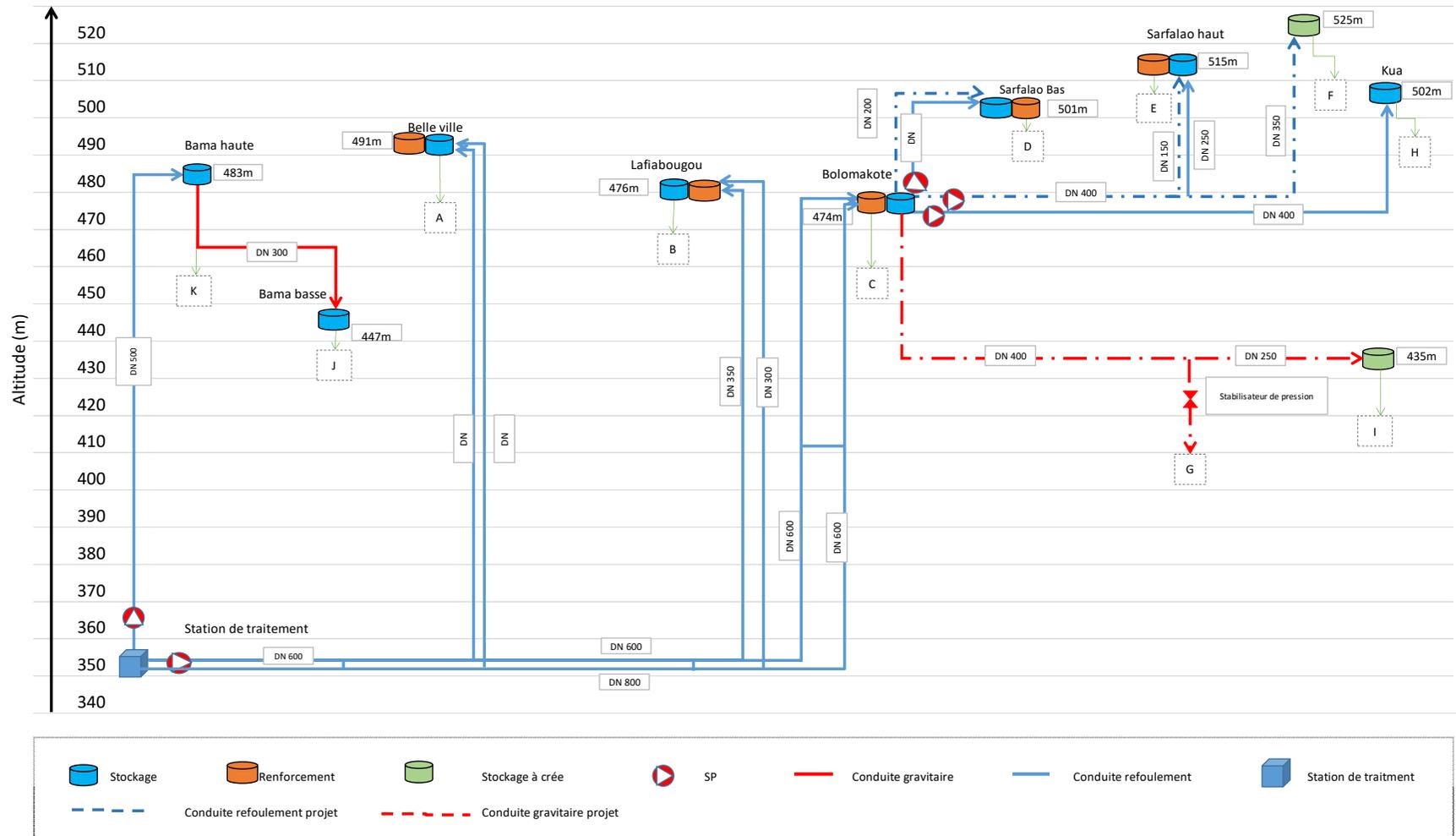


Schéma Directeur d'Approvisionnement en Eau Potable 2018, ONEA

Figure 5: Synoptique du schéma d'alimentation en eau de Bobo Dioulasso à l'horizon 2030

IV. MATERIEL ET METHODES

IV.1. MATERIEL ET LOGICIELS

Pour la réalisation de la levée topographique nous avons utilisé un GPS. Le reste du travail a été effectué en utilisant des logiciels tels que :

- Le pack office dont Excel : pour les différentes opérations de calcul ;
- AutoCAD 2016 : pour le tracé du réseau et des dessins d'ouvrage ;
- Epanet : pour la numérisation du réseau ;
- Google Earth : pour l'appréciation de la dispersion spatiale des habitats, des routes et autres installations, et une vue d'ensemble de la zone d'étude.

IV.2. METHODOLOGIE DE TRAVAIL

IV.2.1. Collecte et analyse de données

Les données sont nécessaires pour la prise de décisions et pour l'évaluation de la mesure dans laquelle les objectifs sont atteints. La collecte de données n'est pas une fin en soi, mais est essentielle pour que les décisions soient prises en connaissance de cause. Il s'agit ici de s'enquérir des données initiales du projet ; c'est à dire le contexte du projet, les objectifs de la structure concernée par le projet ainsi que l'intérêt pour les populations bénéficiaires. Les données ont été recueillies pour la plupart au sein de la structure concernée par le projet à savoir l'ONEA (siège à Ouagadougou et Direction Régional de Bobo Dioulasso). Une sortie en reconnaissance sur la zone d'étude nous a permis de confronter les données recueillies à la réalité de terrain, mais aussi de réaliser au GPS le levé topographique dont nous avons besoin pour la suite du travail. Une recherche bibliographique viendra compléter notre travail.

IV.2.1.1. Les données topographiques

Le levé topographique permet le tracé de la conduite de raccordement des trois forages au réservoir de stockage ainsi que la réalisation de l'étude technique du réseau élaboré. De plus, ce levé permet d'établir le profil en long et la vue en plan de la conduite de raccordement, nécessaire pour notre étude, et de déterminer l'emplacement de chaque appareil hydraulique.

IV.2.1.2. Les données sur les forages à raccorder

- **Forage Leguema 1**

Afin de permettre le processus de dimensionnement et de raccordement du forage en urgence, les consignes d'exploitation suivantes ont été proposées dans le tableau 2 ci-dessous :

Tableau 2: Consigne d'exploitation Leguema 1

| | |
|---|--|
| Forage LEGUEMA 1-SE1- Bobo Dioulasso | Date de foration : 12/06/2017- 24/06/2017 |
| Entreprise de foration : BUMIGEB | |
| Contrôle des travaux : ONEA | |
| UTM X : 372974 UTM Y : 1 241 799 | Cote TF : 351 [m] |
| Profondeur forée : 201,50 m Profondeur équipée : 152,83 m | |
| Chambre de pompage 0 à 50 m en PVC 12'' (198 mm-225 mm) | |
| NS : 67,20 m | |
| Débit d'exploitation préconisé en tenant compte des débits de foration et de développement : 130 m³/h | |
| Rabattement max imposé par la chambre de pompage et les niveaux de venues : 32.66 [mm] | |
| Cote Niveau dynamique maximal : 318,34 [m] | |

- **Forage Leguema 2**

Afin de permettre le processus de dimensionnement et de raccordement du forage en urgence, les consignes d'exploitation suivantes ont été proposées dans le tableau 3 ci-dessous :

Tableau 3: Consigne d'exploitation Leguema 2

| | |
|---|--|
| Forage LEGUEMA 2-SE4- Bobo Dioulasso | Date de foration : 03/07/2017- 30/07/2017 |
| Entreprise de foration : BUMIGEB | |
| Contrôle des travaux : ONEA | |
| UTM X : 372971 UTM Y : 1 241 706 | Cote TF : 347 [m] |
| Profondeur forée : 155,71 m Profondeur équipée : 148 m | |
| Chambre de pompage 0 à 36 m en PVC 12'' (198 mm-225 mm) | |
| NS : 3,12 m | |
| Débit d'exploitation préconisé en tenant compte des débits de foration et de développement : 200 m³/h | |

Rabattement max imposé par la chambre de pompage et les niveaux de venues : 20,32 [mm]

Cote Niveau dynamique maximal : 326,68 [m]

- **Forage Leguema 3**

Afin de permettre le processus de dimensionnement et de raccordement du forage en urgence, les consignes d'exploitation suivantes ont été proposées dans le tableau 4 ci-dessous :

Tableau 4: Consigne d'exploitation Leguema 3

| | |
|--|--|
| Forage LEGUEMA 3 Bobo Dioulasso | Date de foration : 17/08/2017-06/09/2017 |
| Entreprise de foration : BUMIGEB | |
| Contrôle des travaux : ONEA | |
| UTM X : 372928 UTM Y : 1 241 780 | Cote TF : 350 [m] |
| Profondeur forée : 163,30 m Profondeur équipée : 153 m | |
| Chambre de pompage 0 à 49,75 m en PVC 12'' (198 mm-225 mm) | |
| NS : 6,90 m | |
| Débit d'exploitation préconisé en tenant compte des débits de foration et de développement : 100 m³/h | |
| Rabattement max imposé par la chambre de pompage et les niveaux de venues : 42,99 [mm] | |
| Cote Niveau dynamique maximal : 307 [m] | |

IV.2.1.3. Les données sur les analyses de l'eau

Des échantillons d'eau ont été prélevés et analysés pour en connaître la composition. Ces analyses permettent de définir un traitement adéquat pour fournir de l'eau potable à la population.

IV.2.2. Etude technique de raccordement hydraulique des forages

Nous offrons trois possibilités pour l'étude de raccordement hydraulique des forages. Le choix des trois variantes s'est fait selon l'emplacement du réservoir et selon qu'il soit surélevé ou semi-enterré.

- ♣ **Solution 1** : L'eau des trois forages est refoulée par une même conduite dans un réservoir surélevé placé bien avant l'entrée de la ville avant d'être injectée gravitairement dans le réseau de distribution.

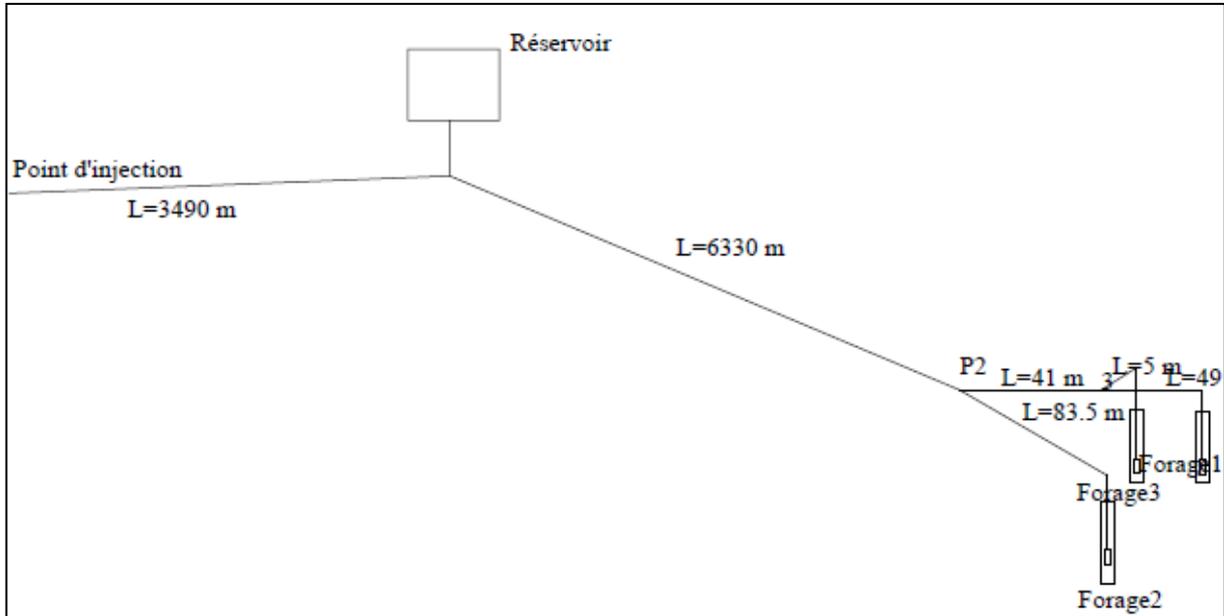


Figure 6: Refoulement dans un réservoir surélevé placé sur la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau (Solution 1)

- Solution 2** : L'eau pompée au niveau des forages est refoulée par une même conduite dans un réservoir surélevé placé à l'entrée de la ville avant d'être distribuée gravitairement dans le réseau.

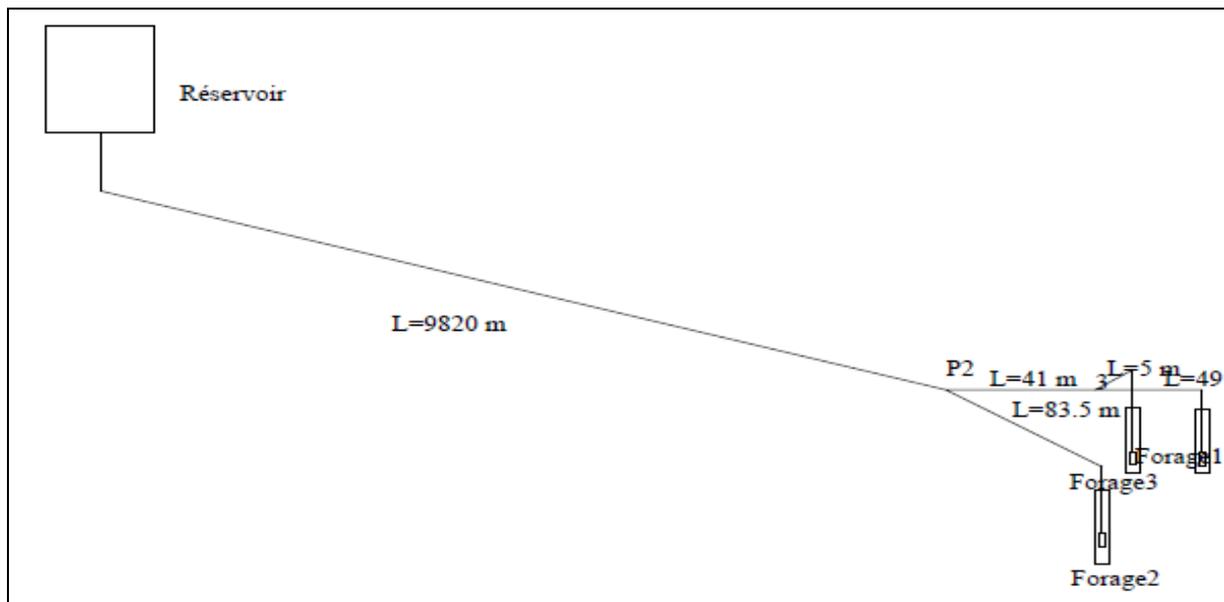
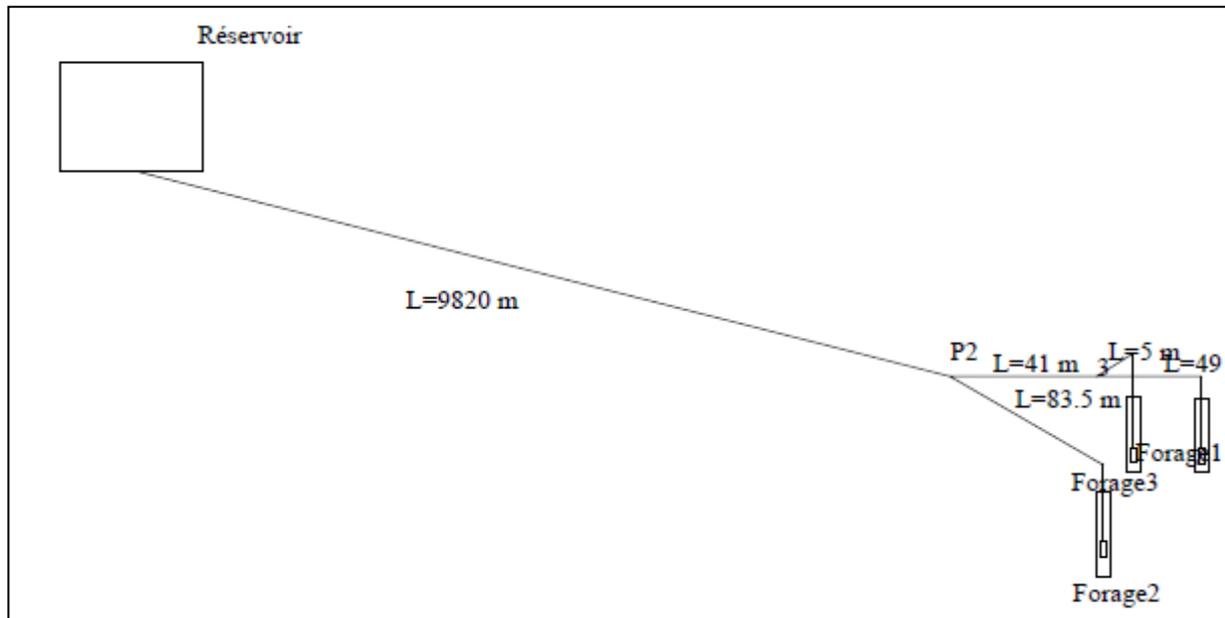


Figure 7: Refoulement dans un réservoir surélevé placé en fin de la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau (Solution 2)

- ♣ **Solution 3** : L'eau pompée au niveau des forages est refoulée par une même conduite dans une bache semi-enterrée placée à l'entrée de la ville avant d'être distribuée à l'aide



d'un surpresseur dans le réseau.

Figure 8: Refoulement dans une bache semi-enterrée en fin de la conduite de refoulement puis distribution avec un surpresseur dans le réseau de distribution (Solution 3)

IV.2.2.1. Calcul et choix des diamètres des conduites

- **Hypothèse de calcul**

Les débits d'exploitation sont : $Q_1 = 130 \text{ [m}^3/\text{h]}$; $Q_2 = 200 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $Q_3 = 100 \text{ [m}^3/\text{h]}$.

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge ΔH sera grande et plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement permettant de minimiser à la fois les coûts d'investissements initiaux et les coûts d'exploitation. Quelques formules empiriques donnant le diamètre économique ont aussi été proposées et sont utilisées dans cette étude. Il s'agit de :

Tableau 5: Formule du calcul des diamètres

| | |
|----------------------------|---|
| Formule de Bresse | $\Phi_{th}(mm) = 1.5 \times \sqrt{Q(m^3/s)} \times 1000$ avec $V_m = 0.57$ [m/s] |
| Formule de Bresse | $\Phi_{th}(mm) = \sqrt{Q(m^3/s)} \times 1000$ avec $V_m = 1.27$ [m/s] |
| Formule de Bonnin | $\Phi_{th}(mm) = 1.27 \times \sqrt{Q(m^3/s)} \times 1000$ avec $V_m = 0.79$ [m/s] |
| Formule de Bedjaoui | $\Phi_{th}(mm) = (1 + 0.02 \times T_p) \times \sqrt{Q(m^3/s)} \times 1000$ avec T_p [h] le temps de pompage |

Pour chacune des formules, nous avons choisi le diamètre nominal et calculé la vitesse d'écoulement dans la conduite. Pour obtenir un fonctionnement non bruyant, on a vérifié que la vitesse d'écoulement, obtenu après choix du diamètre de la conduite, est bien inférieure ou égale à la vitesse limite donnée par la relation suivante :

$$\text{Condition selon GLS : } V_m(m/s) \leq \left(\frac{\Phi_{ret}(mm)}{50} \right)^{0.25}$$

Où Φ_{ret} représente le diamètre nominal de la conduite retenue.

Le diamètre retenu est la plus petite conduite vérifiant cette condition de vitesse limite.

IV.2.2.2. Calcul de la HMT, choix des pompes et dispositif anti bélier

- **Calcul de la HMT**

La Hauteur Manométrique Totale est la pression contre laquelle la pompe doit "travailler" lorsque l'eau est pompée. Elle est la somme de la hauteur géométrique et des pertes des charges linéaires et singulières sur la conduite.

Dans notre cas, la hauteur manométrique totale est calculée par :

$$HMT = H_g + \sum \Delta H$$

H_g = côte maximale dans le réservoir – côte maximale du niveau dynamique.

Pour calculer les pertes de charges linéaires, on a utilisé la forme de Manning et Strickler :

$$\Delta H = \frac{10.294 \times Q^2 \times L \times 1.05}{K_s^2 \times D^{16/3}}$$

Avec L [m] et D [m] la longueur et le diamètre de la conduite ;

Q [m³/s] le débit transité par la conduite.

On a estimé les pertes de charges singulières à 5% des pertes de charge linéaires.

- **Choix de la pompe**

Pour la mobilisation des eaux souterraines, on a opté pour les électropompes immergées avec un temps de pompage maximum fixé à 20 heures.

- **Dispositif anti bélier**

Dans un réseau en charge, toute modification du régime permanent de l'écoulement notamment suite à une modification du débit, provoquée par une manœuvre d'une vanne ou par un arrêt brusque de pompage, génère un ensemble complexe de phénomènes appelé écoulement transitoire. Ce phénomène est appelé coup de bélier. Ainsi, nous avons vérifié pour chaque forage le risque de coup de bélier. La perturbation occasionnée par une pompe étant brutale, on a calculé la variation de pression engendrée à partir de la formule de Nikolai

$$\text{Egorovich Joukowsky : } \Delta H = \pm \frac{cV_0}{g} [m]$$

ΔH : La variation de pression en [mCE]

c : La vitesse de l'onde de choc

V : la vitesse d'écoulement dans la conduite en [m/s]

La pression maximale observée en régime transitoire est : $H_{\max} = H_o + \Delta H$

Il y a coup de bélier si $H_{\max} / PN > 1,2$.

IV.2.2.3. Calcul de la capacité utile du réservoir

Le réservoir sert non seulement à stocker l'eau mais il constitue aussi un régulateur de débit. Ainsi, la capacité utile du réservoir sera déterminée pour qu'elle puisse permettre de stocker les excédents de pompage pendant les heures de faibles consommations et de compenser le déficit entre le pompage et la consommation.

Pour ce calcul, nous allons utiliser la méthode dite analytique en utilisant le profil de consommation d'un réservoir de la même zone. Le calcul de la capacité du réservoir tiendra compte de l'adduction et de la distribution. Le temps de pompage est $T_{\text{add}} = 20$ heures et le temps de distribution est de 24 heures.

En ce qui concerne l'adduction, on aura à déterminer :

- Le volume de pompage V_{pom} (m^3) : il correspond au débit d'eau d'adduction, reporté dans les différentes tranches horaires délimitées.

- Le volume de pompage cumulé $V_{\text{pom cumulé}} \text{ (m}^3\text{)}$: c'est le volume d'eau envoyé au réservoir cumulé par tranche horaire = $V_{\text{pom}} \times \text{nombre d'heures dans la tranche}$.

En ce qui concerne la distribution, elle se fera en continu et les paramètres à déterminer sont :

- Le débit moyen de distribution $Q_{\text{moy dist}} \text{ (m}^3\text{/h)} = (\text{débit max de pompage (} Q_{\text{add}} \text{ en m}^3\text{/h)} \times \text{Temps de pompage } T_{\text{add}} \text{ (h)}) / 24\text{h}$
- Le débit horaire de distribution $Q_{\text{hor dist}} \text{ (m}^3\text{)} = Q_{\text{moy dist}} \times \text{coefficient horaire}$
- Le volume consommé $V_{\text{cons}} \text{ (m}^3\text{)} = Q_{\text{moy dist}} \times \text{période}$
- Le volume consommé cumulé

De tous ces paramètres on déterminera la variation $\Delta V \text{ (m}^3\text{)}$ qui est la différence de valeur entre le volume de pompage cumulé dans une période et le volume consommé cumulé dans la même période.

La réserve de distribution sera égale à la différence de valeur entre la variation la plus grande (excédant maximal) et celle la plus petite (déficit minimal). De cette valeur on pourra ainsi déterminer la capacité maximale du réservoir et par la suite le temps de contact et le temps de séjour du chlore.

Temps de contact = capacité du réservoir/débit horaire de pointe

Temps de séjour = capacité du réservoir/moyenne des débits moyens de distribution

IV.2.2.4. Calcul des ouvrages hydrauliques

Les appareils hydrauliques sont des ouvrages ponctuels sur le réseau. Ils ont pour rôle d'assurer le bon fonctionnement, la protection et l'entretien du réseau.

- Les purgeurs : ils sont particulièrement destinés à évacuer l'air accumulé dans les points hauts des canalisations. Les purgeurs sont proposés pour différentes PFA (Pression de Fonctionnement Admissible) : plus la PFA est élevée, plus petit sera le diamètre de la tuyère. Ils seront placés sur les points hauts et à proximité des appareils de régulation. Ils seront de type PURGEX ...
- Les vidanges : elles sont posées aux points bas du réseau. Leur rôle est de permettre le nettoyage des éventuels dépôts solides dans le réseau et de vider la conduite avant de faire des travaux. Un regard de protection est construit à leur niveau. La vidange se dimensionne par la formule des orifices tout en calculant le débit vidangé par :

$$q = \mu \times s \sqrt{2 \times g \times h_{\text{moy}}}$$

Avec q = débit de la vidange [m³/s] ; μ = coefficient de débit (0.68 à 0.72),

h_{moy} = charge moyenne de l'eau dans le tronçon contrôlé par la vidange [m] ;

s = section de la vidange [m²] ;

Pour une longueur du tronçon L [m] et pour un diamètre D de la conduite [m], le volume d'eau à évacuer est : $v \text{ (m}^3\text{)} = \pi \times (D^2/4) \times L$,

En fixant une durée maximale T de vidange, on détermine la section s de la conduite de vidange $v = q \times T \rightarrow q = v/T$ et on tire s de la formule des orifices. Le rapport s/S des sections (vidange/principale) devra être compris entre 1/40 et 1/30.

- Les ventouses : ils protègent les canalisations contre la mise en dépression lors de la vidange des canalisations avec l'admission d'air à grand débit, contre la difficulté de remplissage des conduites avec l'évacuation d'air à débit donné. Elles permettent aussi le dégazage de l'air accumulé dans les points hauts. Ils seront placés sur les points hauts et au niveau des regards de protections, et seront de type VENTEX ...
- Le clapet de non-retour : Il faut l'installer sur l'orifice de refoulement de la pompe pour éviter le reflux en cas d'arrêt soudain du groupe motopompe. Il est préférable de choisir des types avec ressort intérieur et avec obturateur à ogive, car ils aident à atténuer le phénomène du coup de bélier.
- Les vannes : Il faut prévoir l'installation de vanne. Non seulement, elles permettent le démontage de la pompe sans vider l'installation, mais elles servent pour le démarrage du groupe et pour le réglage du débit.

Il faut noter que les clapets et vannes en sortie de pompe empêchent l'eau de revenir dans les réservoirs de prise. Ceux placés à proximité des réservoirs de réception empêchent ces derniers de se vider si on s'éloigne du point de fonctionnement du réseau

IV.2.2.5. Détermination de la protection des conduites contre la poussée hydraulique : massifs de butée

L'étude du comportement d'un réseau sous pression montre que les contraintes sont concentrées en particulier sur certains accessoires tels que les coudes, les tés, les cônes et les plaques pleines. Afin d'équilibrer la poussée hydraulique pouvant provoquer le désassemblage d'un ou plusieurs accessoires, des massifs en béton d'une certaine masse volumique, sont mis

en place, en opposition et perpendiculairement à la poussée. Nous allons procéder au calcul de la poussée hydraulique en utilisant la méthode simplifiée qui s'exprime de la façon suivante :

$$\text{Force} = k \times \text{Pression} \times \text{Surface}$$

Force : Poussée exprimée en [daN]

Pression : Pression d'essai hydraulique sur chantier en [bar]

Surface : Surface de la section intérieure du tuyau en [cm²]

k : Coefficient dont la valeur est fonction de la géométrie de l'élément de la canalisation concerné

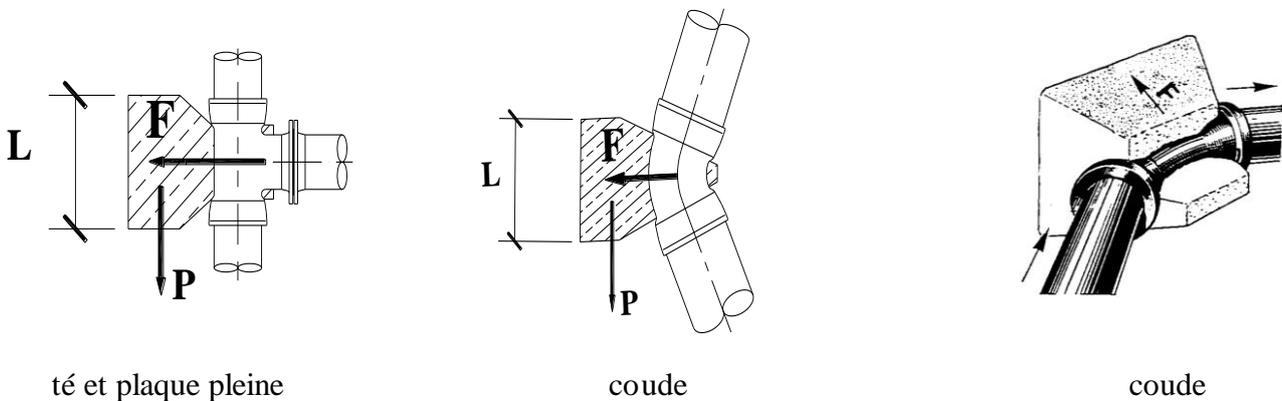


Tableau 6 : Valeurs de k en fonction de la singularité

| Nom de la singularité | Angle de déviation (°) | Valeur de k |
|---------------------------------------|------------------------|-------------|
| Extrémité de conduite (plaque pleine) | | 1.0 |
| Branchement en té | | 1.0 |
| Coude ¼ | 90° | 1.4142 |
| Coude 1/8 | 45° | 0.7654 |
| Coude 1/12 | 30° | 0.5176 |
| Coude 1/16 | 22°30' | 0.3902 |
| Coude 1/32 | 11°15' | 0.1960 |

Le volume de la butée est fourni par la relation suivante :

$$\text{Volume} = \frac{\text{Force} \times \text{Coefficient de sécurité}}{\text{Masse volumique du béton} \times \text{Coefficient de frottement entre béton et terrain}} \times \beta$$

Volume : volume de béton à mettre en œuvre en [m³] ;

Force : Poussée hydraulique de l'eau calculée précédemment en [daN]

Coefficient de sécurité : prendre entre 1.2 et 1.5

Coefficient de frottement entre béton et terrain : dépend de la nature du terrain

Masse volumique du béton : de 2 000 à 2 400 [kg/m³]

IV.2.2.6. Choix de la variante la plus avantageuse

La détermination du choix de la variante la plus favorable passe par une évaluation économique des composantes de chaque variante. Cette évaluation faite, on choisira la variante qui présente un coût optimal

IV.2.3. Conception et dimensionnement du dispositif de traitement de l'eau

Les résultats obtenus (annexe II) de l'analyse de l'eau des différents forages montrent une certaine conformité par rapport aux normes en vigueur appliquées au Burkina Faso. Ces résultats nous amènent à proposer un système de désinfection pour le traitement. Elle se fera par injection d'hypochlorite de sodium, produit à forte teneur en chlore actif, déjà utilisé par les stations de traitement d'eau potable de l'ONEA. La détermination de la dose à injecter passe par le calcul de la valeur du chlore total.

IV.2.3.1. Chlore total

Le chlore total est un paramètre chimique obtenu à partir de la somme du chlore résiduel ou libre et du chlore combiné ou lié (quantité de chlore consommée pour la désinfection de l'eau). La demande en chlore est l'analyse permettant de déterminer le chlore lié.

- **Demande en chlore**

Pour se faire, on prélève 1 l de l'eau à traiter dans une bouteille ambrée, à laquelle on ajoute 1 ml de solution d'hypochlorite de sodium dont la concentration en chlore actif est connue. On agite bien le mélange et on prélève 100 ml de la solution que l'on analysera : on appellera ce prélèvement E1. Le reste de la solution est gardé dans la bouteille ambrée et conservé à l'abri de la lumière pendant 45 minutes.

En ce qui concerne E1, on ajoute 5 ml de solution pH6 et 5 ml de DPD (NN-Diéthyl-Paraphénylène-Diamine) et on agite. La solution passe au rose en présence de chlore libre. Le titrage est effectué au thiosulfate jusqu'à disparition de la couleur rose. La quantité de thiosulfate utilisé correspondra à la valeur du chlore libre dans l'eau. Cette valeur est noté V1

et est exprimée en mg/l ou en g/m³.

Après les 45 minutes d'attente, la solution est sortie et on en prélève 100 ml que nous appellerons E2. La même analyse est effectuée et la valeur obtenue est notée V2.

Le chlore lié est obtenu en faisant la différence V1-V2.

- **Taux de traitement**

Le taux de traitement tient compte du chlore lié et du chlore résiduel. L'ONEA fixe la quantité de chlore résiduel des eaux traités à une valeur comprise entre 0,5 et 2,5 ml/l.

On aura donc : Taux de traitement = Quantité de chlore lié + Quantité de chlore résiduel

IV.2.3.2. Choix de la pompe doseuse

La préparation de l'hypochlorite de sodium se fera par un électrolyseur avant d'être injecté dans la conduite de refoulement. La quantité de chlore à injectée est obtenue par la formule :

$$Q_{\text{injectée}} = (Q_{\text{eau}} * T) / C$$

Avec $Q_{\text{injectée}}$ le débit d'hypochlorite de sodium à injecter en l/h

Q_{eau} : le débit d'eau à traiter en [m³/h]

T : le taux de traitement en [g/m³]

C : la concentration en chlore de l'hypochlorite de Sodium en g/l

V. RESULTATS ET DISCUSSION

V.1 ETUDE TECHNIQUE DE RACCORDEMENT HYDRAULIQUE DES FORAGES

V.1.1. Calcul et choix des diamètres

A partir des formules empiriques et en tenant compte du débit de chaque forage, nous avons calculé les diamètres théoriques de chaque tronçon et choisi les diamètres nominaux optimaux. En rappel, le débit d'exploitation des forages est le même pour les trois variantes et la nature des conduites retenues est PEHD. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 7.

Tableau 7: Diamètres optimaux du réseau d'adduction (variantes 1, 2 et 3)

| Tronçons | Q [m ³ /h] | Φ _{th} exh [m] | Φ _{ret} exh [m] | Φ _{th} ref [m] | | | | PN16 | | | |
|-------------------|--------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------|---------------|--------|----------|--------------------------------|---|---------------------------|-------------------------|
| | | | | Bresse | Bresse Mod | Bonnin | Bedjaoui | Φ _{ret} ref [m] | D _{ext} /D _{int} en mm | U _{ref} [m/s] | Condition de vitesse |
| F2 - P2 | 200 | 0,2660 | 0,2116 | 0,354 | 0,305 | 0,236 | 0,299 | 0,2906 | 355/290.6 | 0,84 | OK |
| F1 - 3 | 130 | 0,2144 | 0,1615 | 0,285 | 0,264 | 0,190 | 0,241 | 0,2578 | 315/257.8 | 0,69 | OK |
| F3 - 3 | 100 | 0,1881 | 0,1615 | 0,250 | 0,242 | 0,167 | 0,212 | 0,2578 | 315/257.8 | 0,53 | OK |
| 3 - P2 | 230 | | | 0,379 | 0,320 | 0,253 | 0,321 | 0,2906 | 355/290.6 | 0,96 | OK |
| P2 - Réservoir | 430 | | | 0,518 | 0,394 | 0,346 | 0,439 | 0,4090 | 500/409 | 0,91 | OK |

En résumé, les diamètres de chaque tronçon se présentent comme suit :

- 355/290,6 mm pour la conduite allant du forage 2 au point P2 et celle allant du point 3 au point P2 ;
- 315/257,8 mm pour la conduite allant du forage 1 au point 3 et celle allant du forage 3 au point 3 ;
- 500/409 mm pour la conduite allant du point P2 au réservoir.

V.1.2. Calcul de la hauteur manométrique totale (HTM) et choix des pompes

Les tableaux 8, 9 et 10 présentent les résultats obtenus après le calcul de la HMT ainsi que le choix des pompes pour chacune des trois variantes.

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO**

• Variante 1 :

Tableau 8: Refoulement dans un réservoir surélevé placé sur la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau

| Tronçons | L ref [m] | Q [m ³ /h] | Φ _{ref} [m] | ΔH [m] | Σ ΔH [m] ref | ND [m] | Hg [m] | Cote TF | L exh [m] | Φ exh [m] | ΔHex [m] | HMT [m] | Type de pompe SP | Q _N [m ³ /h] | H _N [m] | η _g | P [kW] | Moteur |
|----------|-----------|-----------------------|----------------------|--------|-----------------|--------|--------|---------|-----------|-----------|----------|---------|--------------------|------------------------------------|--------------------|----------------|--------|----------|
| P2 - Rés | 6 330 | 430 | 0,409 | 7,98 | 7,98 | | | 445 | | | | | | | | | | |
| 3 - P2 | 41 | 230 | 0,291 | 0,09 | 8,07 | | | | | | | | | | | | | |
| F3 - 3 | 5 | 100 | 0,258 | 0,00 | 8,07 | 307,0 | 138,0 | 350 | 53,0 | 0,1615 | 0,67 | 146,7 | SP 95 - 13 | 100 | 150 | 76% | 55 | MMS 8000 |
| F1 - 3 | 49 | 130 | 0,258 | 0,07 | 8,14 | 318,3 | 126,7 | 351 | 42,7 | 0,1615 | 0,91 | 135,7 | SP 125 - 7A | 133 | 130 | 80% | 63 | MMS 8000 |
| F2 - P2 | 84 | 200 | 0,291 | 0,14 | 8,12 | 326,7 | 118,3 | 347 | 30,3 | 0,2116 | 0,36 | 126,8 | SP 215 - 5A | 208 | 120 | 80% | 92 | MMS 8000 |

Dimensionnement du tronçon distributif (Réservoir jusqu'au point d'injection)

| Q _{ad} [m ³ /h] | T _{ad} [h] | V _{pom} [m ³] | T _{dis} [h] | Q _{moy_dis} [m ³ /h] | K _{ph} | Q _{ph} [m ³ /h] |
|-------------------------------------|---------------------|------------------------------------|----------------------|--|-----------------|-------------------------------------|
| 430 | 20 | 8600 | 24 | 358,33 | 1,8 | 645,0 |

| Tronçons | Z _{min} [m] | L ref [m] | Q _t [m ³ /h] | Φ _{ref} [m] | ΔH [m] | Z _{inj} [m] | H _{inj} [m] | Pres _{Inj} [m] | Pres _{Inj} [bar] |
|-------------------------|----------------------|-----------|------------------------------------|----------------------|--------|----------------------|----------------------|-------------------------|---------------------------|
| Rés - Pt _{inj} | 439 | 3 490 | 645,0 | 0,571 | 1,67 | 425 | 437,33 | 12,33 | 1,2 |

Les pompes choisies sont des pompes immergées de 8“ de marque GRUNDFOS : SP 125-7A pour le forage 1, SP 215-5A pour le forage 2 et SP 95-13 pour le forage 3. La pression au point d'injection est de 1.2 [bar].

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DILOULASSO AU BURKINA FASO**

• Variante 2

Tableau 9 : Refoulement dans un réservoir surélevé placé en fin de la conduite de refoulement puis distribution gravitaire dans le réseau

| Tronçons | L ref [m] | Q [m ³ /h] | Φref [m] | ΔH [m] | Σ ΔH [m] ref | ND [m] | Hg [m] | Cote TF | L exh [m] | Φ exh [m] | ΔHex [m] | HMT [m] | Type de pompe SP | Q _N [m ³ /h] | H _N [m] | η _g | P [kW] | Moteur |
|----------|-----------|-----------------------|----------|--------|-----------------|--------|--------|---------|-----------|-----------|----------|---------|-------------------|------------------------------------|--------------------|----------------|--------|----------|
| P2 - Rés | 9 820 | 430 | 0,409 | 12,38 | 12,38 | | | 443 | | | | | | | | | | |
| 3 - P2 | 41 | 230 | 0,291 | 0,09 | 12,47 | | | | | | | | | | | | | |
| F3 - 3 | 5 | 100 | 0,258 | 0,00 | 12,47 | 307,0 | 136,0 | 350 | 53,0 | 0,1615 | 0,67 | 149,1 | SP 95 - 13 | 100 | 150 | 76% | 55 | MMS 8000 |
| F1 - 3 | 49 | 130 | 0,258 | 0,07 | 12,54 | 318,3 | 124,7 | 351 | 42,7 | 0,1615 | 0,91 | 138,1 | SP 125 - 7 | 133 | 140 | 80% | 75 | MMS 8000 |
| F2 - P2 | 84 | 200 | 0,291 | 0,14 | 12,52 | 326,7 | 116,3 | 347 | 30,3 | 0,2116 | 0,36 | 129,2 | SP 215 - 5 | 200 | 130 | 84% | 92 | MMS 8000 |

Pompes retenues : GRUNDFOS immergées de 8'' : SP 125-7 pour le forage 1, SP 215-5 pour le forage 2 et SP 95-13 pour le forage 3.

• Variante 3

Tableau 10 : Refoulement dans une bache semi-enterrée en fin de la conduite de refoulement puis distribution avec un surpresseur

| Tronçons | L ref [m] | Q [m ³ /h] | Φref [m] | ΔH [m] | Σ ΔH [m] ref | ND [m] | Hg [m] | Cote TF | L exh [m] | Φ exh [m] | ΔHex [m] | HMT [m] | Type de pompe SP | Q _N [m ³ /h] | H _N [m] | η _g | P [kW] | Moteur |
|----------|-----------|-----------------------|----------|--------|-----------------|--------|--------|---------|-----------|-----------|----------|---------|----------------------|------------------------------------|--------------------|----------------|--------|----------|
| P2 - Rés | 9 820 | 430 | 0,409 | 12,38 | 12,38 | | | 426 | | | | | | | | | | |
| 3 - P2 | 41 | 230 | 0,291 | 0,09 | 12,47 | | | | | | | | | | | | | |
| F3 - 3 | 5 | 100 | 0,258 | 0,00 | 12,47 | 307,0 | 119,0 | 350 | 53,0 | 0,1615 | 0,67 | 132,1 | SP 95 - 12 | 102 | 135 | 75% | 55 | MMS 8000 |
| F1 - 3 | 49 | 130 | 0,258 | 0,07 | 12,54 | 318,3 | 107,7 | 351 | 42,7 | 0,1615 | 0,91 | 121,1 | SP 125 - 6 | 133 | 120 | 80% | 63 | MMS 8000 |
| F2 - P2 | 84 | 200 | 0,291 | 0,14 | 12,52 | 326,7 | 99,3 | 347 | 30,3 | 0,2116 | 0,36 | 112,2 | SP 215 - 5-AA | 205 | 115 | 84% | 92 | MMS 8000 |

Pompes retenues : GRUNDFOS immergées de 8'' : SP 125-6 pour le forage 1, SP 215-5-AA pour le forage 2 et SP 95-12 pour le forage 3.

V.1.3. Point de fonctionnement des pompes

V.1.3.1. Détermination du point de fonctionnement de la variante 1

Le point de fonctionnement du système 1 est l'intersection entre la résultante des courbes caractéristiques des trois pompes et celle des conduites. En effet, les pompes n'étant pas au même point, la méthode utilisée à consister à les ramener au même point (ici, le point P2) en retranchant de leur HMT initiale les pertes de charge engendrées de chaque forage jusqu'au point P2. Ainsi, pour une même charge, on ajoute les débits. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 11. La résultante des courbes caractéristiques des trois pompes en parallèle est mentionnée dans le tableau 12.

Tableau 11 : Détermination du point de fonctionnement de la variante 1

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| SP 125-7A | Q [m ³ /h] | 0,00 | 20,00 | 40,00 | 60,00 | 80,00 | 100,00 | 120,00 | 132,50 | 140,00 | 160,00 |
| | HMT [m] | 194,00 | 198,50 | 192,50 | 182,00 | 170,00 | 157,50 | 143,50 | 130,00 | 121,00 | 92,50 |
| | ΔH_{F1_3} | 0,00 | 0,03 | 0,10 | 0,23 | 0,41 | 0,64 | 0,91 | 1,11 | 1,24 | 1,62 |
| | HMTmod [m] | 512,34 | 516,81 | 510,74 | 500,11 | 487,93 | 475,20 | 460,93 | 447,23 | 438,10 | 409,22 |
| SP 215-5A | Q [m ³ /h] | 0,00 | 40,00 | 80,00 | 120,00 | 160,00 | 208,00 | 220,00 | 240,00 | 260,00 | 280,00 |
| | HMT [m] | 184,00 | 181,00 | 169,00 | 153,50 | 138,00 | 120,00 | 115,00 | 102,00 | 85,00 | 67,50 |
| | ΔH_{F2_P2} | 0,00 | 0,02 | 0,08 | 0,18 | 0,32 | 0,55 | 0,61 | 0,73 | 0,85 | 0,99 |
| | HMTmod [m] | 510,68 | 507,66 | 495,60 | 480,00 | 464,36 | 446,13 | 441,07 | 427,95 | 410,83 | 393,19 |
| SP 95-13 | Q [m ³ /h] | 0,00 | 20,00 | 40,00 | 60,00 | 80,00 | 90,00 | 95,00 | 100,00 | 110,00 | 120,00 |
| | HMT [m] | 275,50 | 267,50 | 240,00 | 210,00 | 185,00 | 170,00 | 160,00 | 150,00 | 122,50 | 91,00 |
| | ΔH_{F3_P2} | 0,00 | 0,03 | 0,12 | 0,27 | 0,48 | 0,61 | 0,69 | 0,77 | 0,92 | 1,11 |
| | HMTmod [m] | 582,51 | 574,48 | 546,89 | 516,74 | 491,53 | 476,40 | 466,32 | 456,24 | 428,59 | 396,90 |
| Conduite P2-Réservoir | Q [m ³ /h] | 0,00 | 72,00 | 144,00 | 216,00 | 288,00 | 358,20 | 391,50 | 425,25 | 459,00 | 504,00 |
| | $\Delta H_{P2_B\grave{a}che}$ | 445,00 | 445,22 | 445,89 | 447,01 | 448,58 | 450,54 | 451,61 | 452,80 | 454,09 | 455,96 |

Tableau 12: Courbe caractéristique résultante des trois pompes de la variante 1

| | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|
| HMT [m] | 584.9 | 575.5 | 547.8 | 518.3 | 512.34 | 510.7 | 507.7 | 475.20 | 447.23 | 429.7 |
| Q [m ³ /h] | 0 | 20 | 40 | 60 | 64.5 | 106.2 | 160 | 322 | 452.5 | 495 |

La figure 9 montre le point de fonctionnement du système 1.

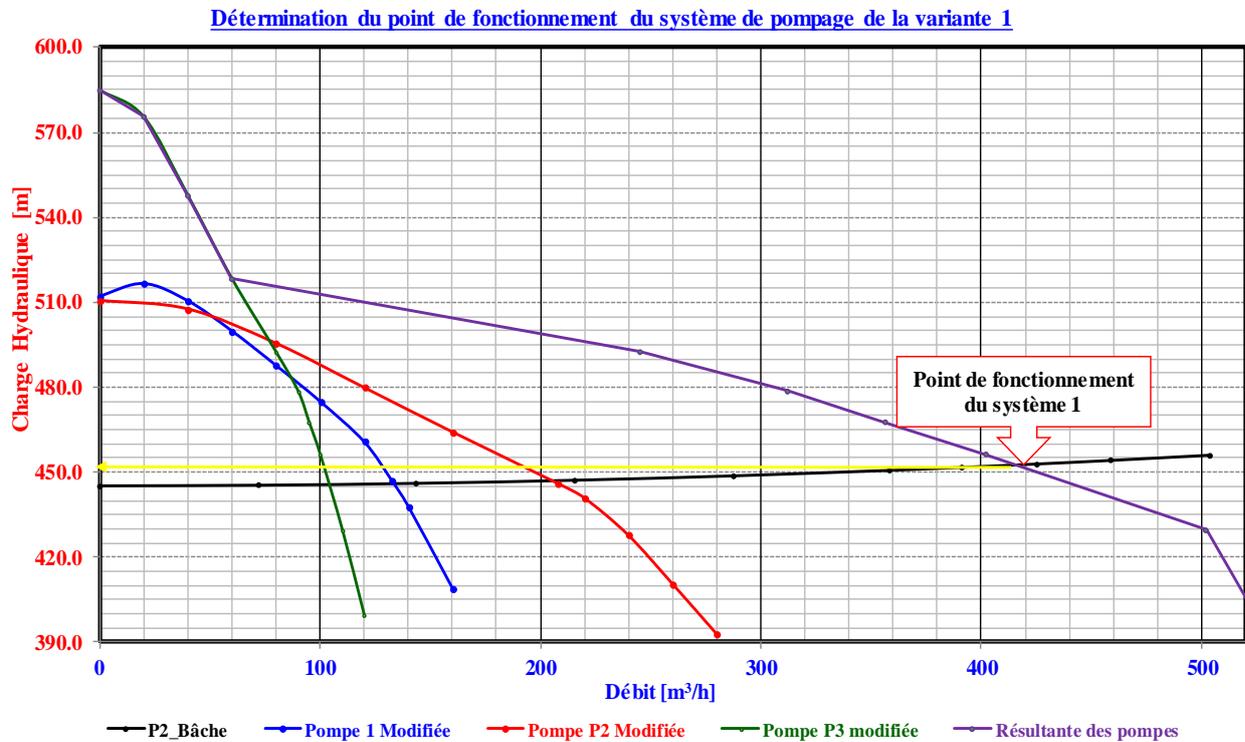


Figure 9 : Point de fonctionnement du système d'adduction de la variante 1

On peut remarquer que le débit total de refoulement est environ : $Q = 415 \text{ m}^3/\text{h}$ et la charge hydraulique du réseau est 453 [m]. Le point de fonctionnement de chaque pompe est obtenu par projection horizontale du point de fonctionnement du système sur chaque courbe. On obtient ainsi :

- ♣ Pompe P1 : $Q_1 = 125 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_1 = 134.7 \text{ [m]}$
- ♣ Pompe P2 : $Q_2 = 190 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_2 = 126.3 \text{ [m]}$
- ♣ Pompe P3 : $Q_3 = 100 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_3 = 146 \text{ [m]}$

V.1.3.2. Détermination du point de fonctionnement de la variante 2

Les différences avec la variante 1 se résument comme suit :

- La longueur totale de refoulement est passée de 6 330 [m] à 9 820 [m]
- La cote de refoulement des pompes est passée de 445 [m] à 443 [m]

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 13.

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO**

Tableau 13 : Détermination du point de fonctionnement de la variante 2

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| SP 125-7 | Q [m ³ /h] | 0,00 | 20,00 | 40,00 | 60,00 | 80,00 | 100,00 | 120,00 | 135,00 | 140,00 | 160,00 |
| | HMT [m] | 204,00 | 207,50 | 202,00 | 190,00 | 177,50 | 165,00 | 150,00 | 136,00 | 130,00 | 100,00 |
| | Δ HF1 3 | 0,00 | 0,03 | 0,10 | 0,23 | 0,41 | 0,64 | 0,91 | 1,15 | 1,24 | 1,62 |
| | HMTmod [m] | 522,34 | 525,81 | 520,24 | 508,11 | 495,43 | 482,70 | 467,43 | 453,19 | 447,10 | 416,72 |
| SP 215-5 | Q [m ³ /h] | 0,00 | 40,00 | 80,00 | 120,00 | 160,00 | 200,00 | 220,00 | 240,00 | 260,00 | 280,00 |
| | HMT [m] | 195,00 | 192,00 | 178,00 | 160,00 | 144,00 | 129,00 | 120,00 | 108,00 | 93,00 | 75,00 |
| | Δ HF2 P2 | 0,00 | 0,02 | 0,08 | 0,18 | 0,32 | 0,50 | 0,61 | 0,73 | 0,85 | 0,99 |
| | HMTmod [m] | 521,68 | 518,66 | 504,60 | 486,50 | 470,36 | 455,18 | 446,07 | 433,95 | 418,83 | 400,69 |
| SP 95-13 | Q [m ³ /h] | 0,00 | 20,00 | 40,00 | 60,00 | 80,00 | 90,00 | 95,00 | 100,00 | 110,00 | 120,00 |
| | HMT [m] | 275,50 | 267,50 | 240,00 | 210,00 | 185,00 | 170,00 | 160,00 | 150,00 | 122,50 | 91,00 |
| | Δ HF3 P2 | 0,00 | 0,03 | 0,12 | 0,27 | 0,48 | 0,61 | 0,69 | 0,77 | 0,92 | 1,11 |
| | HMTmod [m] | 582,51 | 574,48 | 546,89 | 516,74 | 491,53 | 476,40 | 466,32 | 456,24 | 428,59 | 396,90 |
| Conduite P2-Réservoir | Q [m ³ /h] | 0,00 | 72,00 | 144,00 | 216,00 | 288,00 | 351,00 | 391,50 | 427,50 | 459,00 | 504,00 |
| | Δ HP2 Bâche | 443,00 | 443,35 | 444,39 | 446,12 | 448,55 | 451,25 | 453,26 | 455,23 | 457,10 | 460,01 |

La résultante des courbes caractéristiques des trois pompes en parallèle est mentionnée dans le tableau 14.

Tableau 14 : Courbe caractéristique résultante des trois pompes de la variante 2

| | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| HMT [m] | 584.9 | 575.5 | 547.8 | 518.3 | 492.4 | 478.6 | 467.6 | 456.2 | 429.7 | 399.3 |
| Q [m ³ /h] | 0.0 | 20.0 | 40.0 | 122.7 | 276.2 | 333.8 | 379.0 | 426.7 | 515.7 | 530.1 |

La figure 10 montre le point de fonctionnement du système 2.

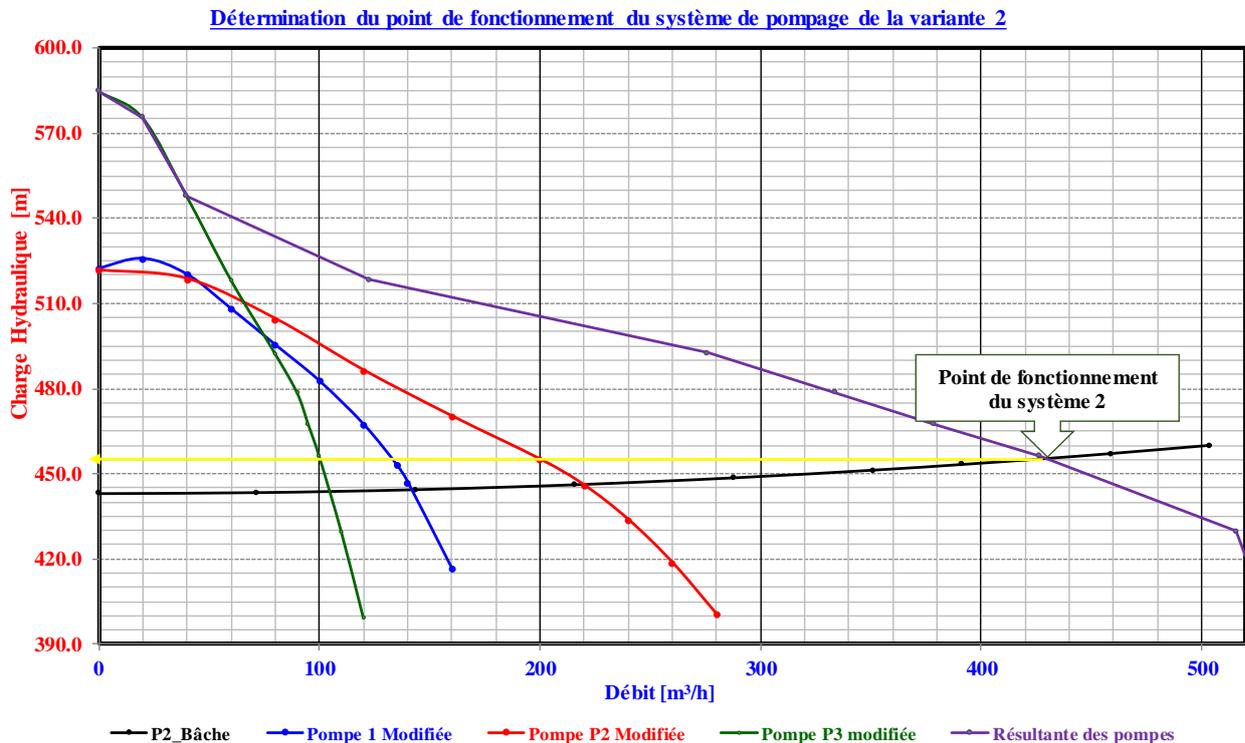


Figure 10 : Point de fonctionnement du système d'adduction de la variante 2

On peut remarquer que le débit total de refoulement est environ : $Q = 430 \text{ m}^3/\text{h}$ et la charge hydraulique du réseau est 455 [m]. Le point de fonctionnement de chaque pompe est obtenu par projection horizontale du point de fonctionnement du système sur chaque courbe. On obtient ainsi :

- ♣ Pompe P1 : $Q_1 = 130 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_1 = 136.7 \text{ [m]}$
- ♣ Pompe P2 : $Q_2 = 200 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_2 = 128.32 \text{ [m]}$
- ♣ Pompe P3 : $Q_3 = 100 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_3 = 148 \text{ [m]}$

V.1.3.3. Détermination du point de fonctionnement de la variante 3

La différence avec la variante 2 se résume comme suit :

- La bache de refoulement est semi-enterrée. Ainsi, la cote de refoulement est passée de 443 à 426 [m]

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 15.

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DILOULASSO AU BURKINA FASO**

Tableau 15: Caractéristiques des pompes

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| SP 125-6 | Q [m ³ /h] | 0,00 | 20,00 | 40,00 | 60,00 | 80,00 | 100,00 | 120,00 | 135,00 | 140,00 | 160,00 |
| | HMT [m] | 175,00 | 179,00 | 173,00 | 164,00 | 152,50 | 142,00 | 130,00 | 117,50 | 112,00 | 87,00 |
| | Δ HF1_3 | 0,00 | 0,03 | 0,10 | 0,23 | 0,41 | 0,64 | 0,91 | 1,15 | 1,24 | 1,62 |
| | HMTmod [m] | 493,34 | 497,31 | 491,24 | 482,11 | 470,43 | 459,70 | 447,43 | 434,69 | 429,10 | 403,72 |
| SP 215-5-AA | Q [m ³ /h] | 0,00 | 40,00 | 80,00 | 120,00 | 160,00 | 200,00 | 220,00 | 240,00 | 260,00 | 280,00 |
| | HMT [m] | 172,50 | 170,00 | 160,00 | 146,00 | 132,00 | 117,50 | 107,50 | 95,00 | 79,00 | 59,00 |
| | Δ HF2_P2 | 0,00 | 0,02 | 0,08 | 0,18 | 0,32 | 0,50 | 0,61 | 0,73 | 0,85 | 0,99 |
| | HMTmod [m] | 499,18 | 496,66 | 486,60 | 472,50 | 458,36 | 443,68 | 433,57 | 420,95 | 404,83 | 384,69 |
| SP 95-12 | Q [m ³ /h] | 0,00 | 20,00 | 40,00 | 60,00 | 80,00 | 90,00 | 95,00 | 100,00 | 110,00 | 120,00 |
| | HMT [m] | 257,50 | 247,50 | 222,50 | 194,00 | 172,00 | 159,00 | 150,00 | 140,00 | 115,00 | 85,00 |
| | Δ HF3_P2 | 0,00 | 0,03 | 0,12 | 0,27 | 0,48 | 0,61 | 0,69 | 0,77 | 0,92 | 1,11 |
| | HMTmod [m] | 564,51 | 554,48 | 529,39 | 500,74 | 478,53 | 465,40 | 456,32 | 446,24 | 421,09 | 390,90 |
| Conduite P2-Réservoir | Q [m ³ /h] | 0,00 | 72,00 | 144,00 | 216,00 | 288,00 | 351,00 | 391,50 | 427,50 | 459,00 | 504,00 |
| | Δ HP2_Bâche | 426,00 | 426,22 | 426,89 | 428,01 | 429,58 | 431,32 | 432,61 | 433,89 | 435,09 | 436,96 |

La résultante des courbes caractéristiques des trois pompes en parallèle est mentionnée dans le tableau 16.

Tableau 16 : Courbe caractéristique résultante des trois pompes de la variante 3

| | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|---------|-----------|-----------|--------|
| HMT [m] | 564.5 | 554.5 | 529.4 | 500.7 | 478.5 | 465.4 | 456.3 | 446.2 | 421.1 | 390.9 |
| Q [m ³ /h] | 0 | 20 | 40 | 60 | 255.7 | 319.33 | 363.269 | 412.25958 | 493.16516 | 659.25 |

La figure 11 montre le point de fonctionnement du système 3.

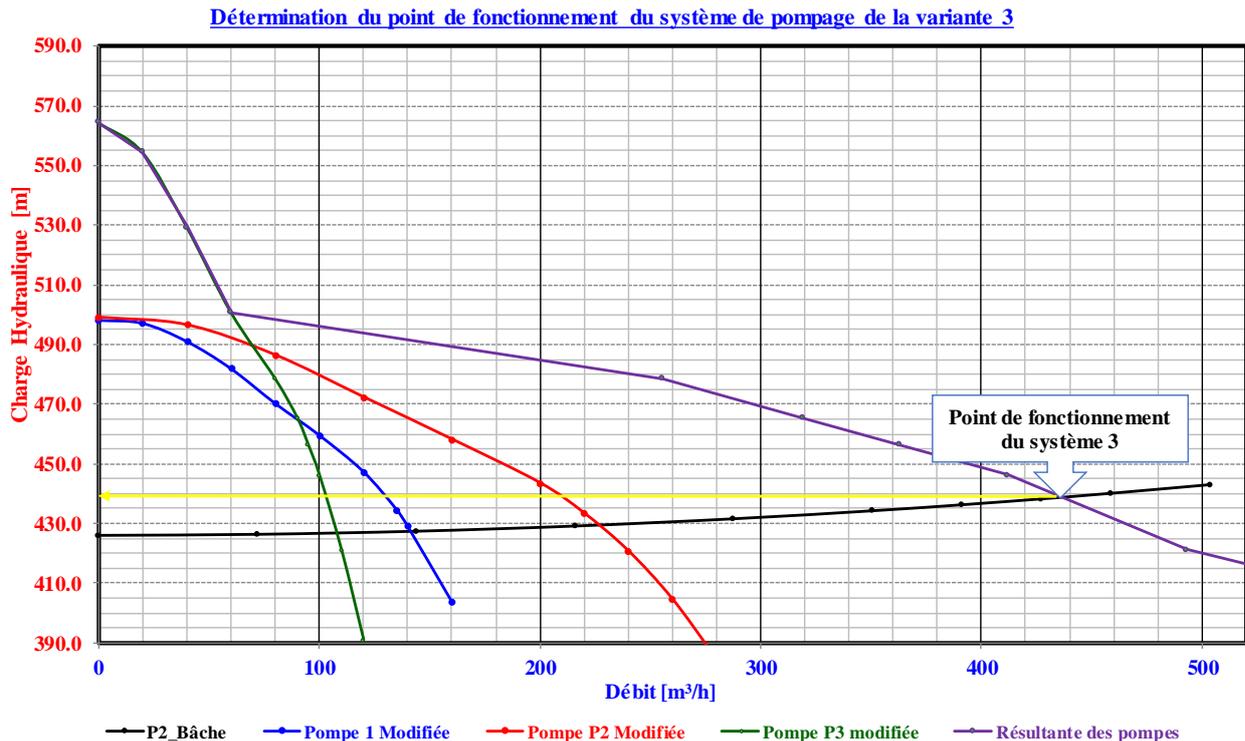


Figure 11 : Point de fonctionnement du système d'adduction de la variante 3

On peut remarquer que le débit total de refoulement est environ : $Q = 437 \text{ m}^3/\text{h}$ et la charge hydraulique absolue du réseau est 438 [m] . Le point de fonctionnement de chaque pompe est obtenu par projection horizontale du point de fonctionnement du système sur chaque courbe. On obtient ainsi :

- ♣ Pompe P1 : $Q_1 = 130 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_1 = 119.7 \text{ [m]}$
- ♣ Pompe P2 : $Q_2 = 206 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_2 = 111.32 \text{ [m]}$
- ♣ Pompe P3 : $Q_3 = 102 \text{ [m}^3/\text{h]}$ et $HMT_3 = 131 \text{ [m]}$

V.1.4. Calcul de la capacité du réservoir

La détermination de la capacité du réservoir passe par une estimation du profil de consommation. Nous considérons un temps de pompage de 20 heures par jour. De cette capacité, nous avons proposé les dimensions du réservoir de stockage. Les résultats sont consignés dans les tableaux 17 et 18.

Tableau 18 : Dimension réservoir

| Dimensions du réservoir | Variante 1 | Variante 2 | Variante 3 |
|-------------------------|------------|------------|------------|
| Cote TN réservoir | 428 | 426 | 426 |
| Hauteur sous radier | 10 | 10 | 0 |
| Hauteur du réservoir | 7 | 7 | 6 |
| Diamètre du réservoir | 16,5 | 16,5 | 18 |

V.1.5. Dispositif Anti-bélier

Le calcul du coup de bélier passe par la détermination de la célérité de l'onde de perturbation

c. Elle est calculée sur la base de la formule suivante :

$$c = 9900 / \sqrt{(48.3 + (K \times D) / e)}$$
 avec

K = 83 pour le PEHD

e = épaisseur de la conduite en m

D = diamètre intérieur de la conduite en m

Nous avons procédé au calcul de coup de sur chaque tronçon pour chacune des variantes étudiées. Les résultats sont consignés dans les tableaux 19, 20 et 21.

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO**

Tableau 19 : Détermination du coup de bélier pour la variante 1

| Tronçon | Dext (m) | Dint (m) | E | K | c (m/s) | U(m/s) | g(m/s ²) | ΔP(m) | HMT(m) | PN(m) | PMA(m) | ΔP(m)+HMT(m) | Vérification |
|--------------|----------|----------|--------|----|---------|--------|----------------------|-------|--------|-------|--------|--------------|-----------------------|
| F2-P2 | 0,355 | 0,2906 | 0,0322 | 83 | 350,60 | 0,84 | 9,81 | 29,9 | 126,8 | 160 | 192 | 136,4 | pas de coup de bélier |
| F1-3 | 0,315 | 0,2578 | 0,0286 | 83 | 350,79 | 0,69 | 9,81 | 24,7 | 135,7 | 160 | 192 | 160,4 | pas de coup de bélier |
| F3-3 | 0,315 | 0,2578 | 0,0286 | 83 | 350,79 | 0,53 | 9,81 | 19,0 | 146,7 | 160 | 192 | 165,7 | pas de coup de bélier |
| 3-P2 | 0,355 | 0,2906 | 0,0322 | 83 | 350,60 | 0,96 | 9,81 | 34,4 | | 160 | | | |
| P2-Réservoir | 0,5 | 0,409 | 0,0455 | 83 | 351,25 | 0,91 | 9,81 | 32,6 | | 160 | | | |

Tableau 20 : Détermination du coup de bélier pour la variante 2

| Tronçon | Dnret | Dext | Dint | e | K | c (m/s) | U(m/s) | g(m/s ²) | ΔP(m) | HMT(m) | PN(m) | PMA(m) | ΔP(m)+HMT(m) | Vérification |
|----------|-----------|-------|--------|--------|----|---------|--------|----------------------|-------|--------|-------|--------|--------------|-----------------------|
| F2-P2 | 355/290.6 | 0,355 | 0,2906 | 0,0322 | 83 | 350,60 | 0,84 | 9,81 | 29,9 | 129,2 | 160 | 192 | 138,8 | pas de coup de bélier |
| F1-3 | 315/257.8 | 0,315 | 0,2578 | 0,0286 | 83 | 350,79 | 0,69 | 9,81 | 24,7 | 138,1 | 160 | 192 | 162,8 | pas de coup de bélier |
| F3-3 | 315/257.8 | 0,315 | 0,2578 | 0,0286 | 83 | 350,79 | 0,53 | 9,81 | 19,0 | 149,1 | 160 | 192 | 168,1 | pas de coup de bélier |
| 3-P2 | 355/290.6 | 0,355 | 0,2906 | 0,0322 | 83 | 350,60 | 0,96 | 9,81 | 34,4 | | 160 | | | |
| P2-Bache | 500/409 | 0,5 | 0,409 | 0,0455 | 83 | 351,25 | 0,91 | 9,81 | 32,6 | | 160 | | | |

Tableau 21 : Détermination du coup de bélier pour la variante 3

| Tronçon | Dnret | Dext | Dint | e | K | c (m/s) | U(m/s) | g(m/s ²) | ΔP(m) | HMT(m) | PN(m) | PMA(m) | ΔP(m)+HMT(m) | Vérification |
|----------|-----------|-------|--------|--------|----|---------|--------|----------------------|-------|--------|-------|--------|--------------|-----------------------|
| F2-P2 | 355/290.6 | 0,355 | 0,2906 | 0,0322 | 83 | 350,60 | 0,84 | 9,81 | 29,9 | 112,2 | 160 | 192 | 121,8 | pas de coup de bélier |
| F1-3 | 315/257.8 | 0,315 | 0,2578 | 0,0286 | 83 | 350,79 | 0,69 | 9,81 | 24,7 | 121,1 | 160 | 192 | 145,8 | pas de coup de bélier |
| F3-3 | 315/257.8 | 0,315 | 0,2578 | 0,0286 | 83 | 350,79 | 0,53 | 9,81 | 19,0 | 132,1 | 160 | 192 | 151,1 | pas de coup de bélier |
| 3-P2 | 355/290.6 | 0,355 | 0,2906 | 0,0322 | 83 | 350,60 | 0,96 | 9,81 | 34,4 | | 160 | | | |
| P2-Bache | 500/409 | 0,5 | 0,409 | 0,0455 | 83 | 351,25 | 0,91 | 9,81 | 32,6 | | 160 | | | |

Pour chacun des cas étudiés, il n'y a pas de risque de coup de bélier dus à la surpression ; donc l'installation d'un dispositif anti-bélier n'est pas nécessaire. Toutefois, on mettra en tête de chaque forage une ventouse double fonction pour prévenir d'éventuelles depressions.

V.1.6. Calcul des appareils hydrauliques

V.1.6.1. Les butées

Le volume de béton à couler dépend fortement de la nature du coude. En considérant la présence de chaque type de coude sur les tronçons du réseau, on a établi le volume de béton à couler selon chacun des cas pour une pression d'essais de 10 [bars] avec $\rho_{\text{béton}} = 2200$ [kg/m³]. Ces valeurs sont consignées dans le tableau 22.

Tableau 22: Calcul des butées en fonction du type de coude

| Type de singularité | Tronçon | Dext conduite (m) | Dcoude (cm) | K | S (cm ²) | Poussée F (daN) | Volume de béton de butée (m ³) | Volume béton (sans coef sécurité) |
|---------------------|---------|-------------------|-------------|--------|----------------------|-----------------|--|-----------------------------------|
| Coude 1/4 | F2-P2 | 0.355 | 35.5 | 1.4142 | 989.80 | 13997.7 | 9.1 | 0.91 |
| | F1-3 | 0.315 | 31.5 | 1.4142 | 779.31 | 11021.0 | 7.2 | 0.72 |
| | F3-3 | 0.315 | 31.5 | 1.4142 | 779.31 | 11021.0 | 7.2 | 0.72 |
| | 3-P2 | 0.355 | 35.5 | 1.4142 | 989.80 | 13997.7 | 9.1 | 0.91 |
| | P2-Rés | 0.5 | 50 | 1.4142 | 1963.50 | 27767.8 | 18.0 | 1.80 |
| Coude 1/8 | F2-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.7654 | 989.80 | 7575.9 | 4.9 | 0.49 |
| | F1-3 | 0.315 | 31.5 | 0.7654 | 779.31 | 5964.8 | 3.9 | 0.39 |
| | F3-3 | 0.315 | 31.5 | 0.7654 | 779.31 | 5964.8 | 3.9 | 0.39 |
| | 3-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.7654 | 989.80 | 7575.9 | 4.9 | 0.49 |
| | P2-Rés | 0.5 | 50 | 0.7654 | 1963.50 | 15028.6 | 9.8 | 0.98 |
| Coude 1/12 | F2-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.5176 | 989.80 | 5123.2 | 3.3 | 0.33 |
| | F1-3 | 0.315 | 31.5 | 0.5176 | 779.31 | 4033.7 | 2.6 | 0.26 |
| | F3-3 | 0.315 | 31.5 | 0.5176 | 779.31 | 4033.7 | 2.6 | 0.26 |
| | 3-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.5176 | 989.80 | 5123.2 | 3.3 | 0.33 |
| | P2-Rés | 0.5 | 50 | 0.5176 | 1963.50 | 10163.1 | 6.6 | 0.66 |
| Coude 1/16 | F2-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.3902 | 989.80 | 3862.2 | 2.5 | 0.25 |
| | F1-3 | 0.315 | 31.5 | 0.3902 | 779.31 | 3040.9 | 2.0 | 0.20 |
| | F3-3 | 0.315 | 31.5 | 0.3902 | 779.31 | 3040.9 | 2.0 | 0.20 |
| | 3-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.3902 | 989.80 | 3862.2 | 2.5 | 0.25 |
| | P2-Rés | 0.5 | 50 | 0.3902 | 1963.50 | 7661.6 | 5.0 | 0.50 |
| Coude 1/32 | F2-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.196 | 989.80 | 1940.0 | 1.3 | 0.13 |
| | F1-3 | 0.315 | 31.5 | 0.196 | 779.31 | 1527.5 | 1.0 | 0.10 |
| | F3-3 | 0.315 | 31.5 | 0.196 | 779.31 | 1527.5 | 1.0 | 0.10 |
| | 3-P2 | 0.355 | 35.5 | 0.196 | 989.80 | 1940.0 | 1.3 | 0.13 |
| | P2-Rés | 0.5 | 50 | 0.196 | 1963.50 | 3848.5 | 2.5 | 0.25 |
| Té | T1 | 0.355 | 35.5 | 1 | 989.80 | 9898.0 | 6.4 | 0.64 |

| | | | | | | | | |
|--|----|-----|----|------|---------|---------|------|------|
| | T2 | 0.5 | 50 | 1.00 | 1963.50 | 19635.0 | 12.7 | 1.27 |
|--|----|-----|----|------|---------|---------|------|------|

V.1.6.2. Les ventouses

Les diamètres de la canalisation, des forages au réservoir, pour tous les cas traités varient entre 300 et 600 [mm]. Le choix des ventouses sera donc porté sur le type VENTEX DN 80, PFA 16 bars.

V.1.6.3. Fouille et pose

Les dimensions de la tranchée varient en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol. Pour notre cas, une partie des fouilles sera en terrain rocheux et une autre en terrain ordinaire. L'épaisseur de remblai sur la génératrice extérieure supérieure de la conduite en terrain rocheux est d'au moins 0,5 m en terrain rocheux et 0,8 m en terrain ordinaire. Les dimensions de la tranchée sont consignées dans le tableau 23. Le détail des coups pour chaque variante est consigné annexe V.

Tableau 23: Dimensions des tranchées

| Dext conduite (m) | Largeur tranchée (m) | Hauteur tranchée terrain rocheux (m) | Hauteur tranchée terrain ordinaire (m) |
|-------------------------|----------------------|--------------------------------------|--|
| 0,315 | 0,92 | 0,82 | 1,12 |
| 0,355 | 0,96 | 0,86 | 1,16 |
| 0,5 | 1,1 | 1 | 1,3 |
| Valeurs retenues | 1,1 | 1 | 1,3 |

Ainsi, pour la fouille et la pose des conduites, on retiendra une largeur de tranchée de 1,1 m avec une hauteur de tranchée de 1 m en terrain rocheux et 1,3 m en terrain ordinaire.

V.1.7. Choix de la variante la plus avantageuse

Le choix de la variante la plus avantageuse tient compte, pour chaque variante, des coûts d'investissement et d'exploitation du système, calculés sur 25 ans. Les coûts d'investissement comprennent les dépenses effectuées pour l'achat et la pose des canalisations, des pompes et appareils hydrauliques, du réservoir et du bâtiment. Les charges d'exploitation comprennent les coûts de pompage, les coûts des achats des produits chimiques et les frais d'entretien et de maintenance (comprend le salaire des employés). Le volume d'eau produit est calculé à partir

du débit total de refoulement correspondant au point de fonctionnement de chaque système. Les valeurs trouvées sont consignées dans le tableau 24.

$$\text{Prix de revient du m}^3 = \frac{\text{Investissement} + \text{Charge d'exploitation}}{\text{Volume}}$$

Tableau 24 : Estimation des coûts pour chaque variante

| | Variante 1 | Variante 2 | Variante 3 |
|-------------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| Coût d'investissement (FCFA) | 1 763 390 000 | 1 693 590 000 | 1 443 590 000 |
| Coût d'exploitation (FCFA) | 4 203 020 434 | 4 394 972 522 | 4 677 880 012 |
| Volume d'eau (m ³) | 75 737 500 | 78 475 000 | 79 935 000 |
| Prix du m ³ d'eau (FCFA) | 78,8 | 77,6 | 76,6 |

La variante 3 est la plus avantageuse parce qu'elle présente les coûts les plus faibles. Notre choix sera donc porté sur la variante 3.

En somme, les forages de Leguema pourront produire une capacité journalière en eau de 8600 m³ pour un stockage de 1500 m³ d'eau, ce qui constitue une bonne réserve en eau qui présente l'avantage d'être accessible à tout moment.

V.2. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU DISPOSITIF DE TRAITEMENT DE L'EAU

V.2.1. Généralités

Le traitement de l'eau brute de forage après son captage dépend de sa qualité et de ses constituants. L'eau puisée doit donc être analysée afin de déterminer le traitement de potabilisation adapté. En général, le traitement de l'eau de forage consiste, après pompage, en une oxydation, une clarification, une neutralisation et une désinfection.

- **Oxydation**

L'oxydation est utilisée pour le traitement de tous les types d'eau avec différents objectifs :

- ♣ Précipiter les composés dissous : fer, manganèse, sulfures ;

- ♣ Dégrader des composés organiques en particulier responsables de la couleur, de l'odeur et du goût de l'eau, ou les composés toxiques ;
- ♣ Eliminer l'azote ammoniacal.

L'oxydation par l'air utilise l'oxygène de l'air à froid et au voisinage de la pression atmosphérique. Elle suit les lois de l'échange air-gaz. L'oxygène moléculaire n'étant pas un bon oxydant, il ne peut être mis en œuvre que lors d'oxygénation de composés facilement oxydables tels que Fe^{2+} , Mn^{2+} , S^{2-} ... L'oxygénation d'une eau par aération peut entraîner une modification importante et non souhaitée de son équilibre calco-carbonique : la diminution du CO_2 dans l'eau tend à la rendre entartrante et peut conduire à une précipitation du carbonate de calcium.

Un stripage à l'air peut être utilisé pour éliminer les composés organiques volatils (par exemple, des solvants), certains composés altérant le goût et l'odeur ainsi que le radon. Les procédés d'aération pour le stripage à l'air doivent être beaucoup plus élaborés pour assurer le contact nécessaire entre l'air et l'eau.

La technique la plus courante est l'aération en cascade, réalisée habituellement dans des tours à garnissage dans lesquelles l'eau s'écoule en film mince sur des matériaux en plastique tandis que l'air est insufflé à contre-courant. La hauteur et le diamètre requis pour la tour dépendent de la volatilité et de la concentration des composés à éliminer ainsi que du débit. L'augmentation de la teneur en oxygène dissous dans l'eau peut la rendre plus corrosive vis-à-vis de certains matériaux métalliques présents dans les canalisations et les accessoires utilisés pour la distribution. Cet aspect doit être pris en compte quand un traitement par aération est envisagé.

- **Clarification**

La clarification est l'ensemble des opérations qui permettent d'éliminer les matières en suspension (**MES**) (minérales et organiques) d'une eau brute ainsi qu'une partie des matières organiques dissoutes (fraction "floculable").

Suivant les concentrations de l'un et l'autre des différents polluants, on peut être amené à pratiquer des opérations de plus en plus complexes qui vont de la simple filtration avec ou sans réactif jusqu'à la coagulation – floculation – décantation ou flottation – filtration.

- **Neutralisation**

Elle consiste en la mise en équilibre calco-carbonique de l'eau afin de protéger les équipements

et les conduites de la corrosion. Cette neutralisation est nécessaire pour les eaux de forage au pH acide. Elle peut se faire par voie chimique par injection de chaux, de soude ou de carbonate de sodium.

Il faut réajuster la valeur du pH au pH d'équilibre, dit aussi pH de saturation (pH_s) qui fait référence à l'équilibre d'un des sels les plus fréquents de l'eau : l'hydrogénocarbonate de calcium. Pour cela, il faut les valeurs de minéralisation via la conductivité, le TH, le TAC et la température.

- **Désinfection**

Certains micro-organismes présents dans l'eau sont pathogènes, c'est à dire qu'ils sont nuisibles à l'homme. La désinfection de l'eau permet d'éliminer ces germes pathogènes. Elle consiste à tuer les micro-organismes pour stopper leur diffusion. La désinfection des eaux comporte deux étapes importantes correspondant à deux effets différents d'un désinfectant donné :

- Effet bactéricide : c'est la capacité de détruire les germes et autres organismes indésirables en une étape donnée du traitement.
Ex : ozone, UV, chlore ... ;
- Effet rémanent : le désinfectant reste actif dans le réseau de distribution, ce qui permet de garantir la qualité biologique de l'eau en empêchant la colonisation par des microorganismes.
Ex : chlore, dioxyde de chlore, ...

En d'autres termes, l'effet bactéricide c'est détruire les bactéries présentes dans l'eau à un instant donné et l'effet rémanent c'est empêcher un nouveau développement des bactéries.

V.2.2. Conception et dimensionnement du dispositif de traitement de l'eau : la désinfection

Les résultats obtenus à travers les analyses physico-chimiques (confère annexe II) des eaux nous permettent de proposer pour le traitement des eaux des forages un système de désinfection.

Le taux de traitement est estimé à 1,5 mg/l soit 1,5g/m³. Nous choisirons un électrolyseur qui produit une concentration en chlore de 6 g/l. Le débit d'eau maximal étant de 430 m³/h, le débit d'injection de la pompe sera de 107,5 l/h soit 2580 l/jour.

L'électrolyseur choisi pour la désinfection de l'eau est un électrolyseur à cellules tubulaires de types VoDes BlueWave 150 dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau 25. Cet électrolyseur présente certains avantages :

- Particulièrement robuste,
- Fiable même sous conditions sévères,
- Montage facile (comparable à un lave-linge),
- Encombrement réduit,
- Couverture des pics de consommation par bac de stockage,
- Commande facile,
- Maintenance facile par personnel initié,
- Accès économique à la technique d'électrolyse,
- Adapté à l'utilisation de sel en poudre.

Tableau 25: Caractéristiques de l'électrolyseur

| | |
|---|---------------------------------|
| Production de chlore en g/Cl ₂ /h | 150 |
| Capacité journalière maxi en g/Cl ₂ /jour | 3300/3600 |
| Concentration de chlore en g/Cl ₂ /l | 5-6 |
| Consommation d'eau l/h | 30 |
| Consommation de sel en g/h | 540 |
| Besoin énergétique en kWh/h de fonctionnement | 0,7 |
| Surveillance de débit | oui |
| Surveillance de reflux dans la conduite d'hydrogène | oui |
| Surveillance de rajout dans l'adoucisseur | oui |
| Mode de fonctionnement | autonome |
| Adoucisseur | intégré |
| Bac de stockage | oui |
| Encombrement approximatif h*l*p (mm) | 1212*772*195 |
| Température ambiante mini/maxi en °C | 10-40 |
| Ventilation/aération du local d'implantation | oui |
| Température d'entrée de l'eau de service en °C | 25 maxi |
| Conduite d'évacuation d'hydrogène fermée vers l'extérieur | oui, continuellement ascendante |

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO**

| | |
|------------------------------------|---------|
| Mesures de stockage particulières | aucunes |
| Manipulation de produits dangereux | non |
| Local d'exploitation séparé | non |

Un bac de stockage de 3000 l sera associé et confèrera à notre système une autonomie d'environ 28 heures.

On choisira pour l'injection une pompe doseuse de type DDA 120-7 de débit maximal 120 l/h et de pression maximale 7 bar. La tête de dosage est en PVC (polychlorure de vinyle). Le point d'injection se situera avant le réservoir.

VI. CONCLUSION

Bobo-Dioulasso souffre d'une mauvaise répartition de sa ressource en eau traitée plutôt que d'une insuffisance de la capacité de production. Cette situation étant liée au fait que toute la ressource soit concentrée à Nasso avant d'être acheminée dans le réseau de distribution. L'idée de créer des réservoirs de stockage totalement indépendant, à même distribuer l'eau en cas de manque permet de restaurer l'équilibre en résolvant le problème. Avec le raccordement des forages de Leguema, l'ONEA aura la possibilité de produire environ 8600 m³ d'eau par jour pour alimenter la zone de Kua, et de générer un stockage de 1500 m³ d'eau utilisable en cas de besoin. L'idée de raccordement retenue est celui pour lequel le réservoir est semi-enterré et placé près du point de raccordement à la conduite existante, soit la variante 3. Le coût de ce système revient à 1 443 590 000 F CFA.

Ainsi, la zone de Kua sera dotée d'un système de stockage et de distribution sûr et utilisable à tout moment. Cette solution serait une bonne option pour les autres secteurs présentant la même problématique.

VII. RECOMMANDATIONS - PERSPECTIVES

Pour un bon fonctionnement du système, il est recommandé de :

- Respecter le temps de pompage défini pour le projet qui est de 20 h ;
- Surveiller régulièrement le niveau piézométrique des forages et établir un bilan ;
- Surveiller la pression à la sortie des têtes de forage ;
- Effectuer régulièrement des analyses sur l'eau afin de se rassurer de sa qualité ;
- Effectuer régulièrement la demande en chlore afin d'ajuster si nécessaire la quantité de chlore injectée ;
- Eviter la surexploitation afin de préserver les éléments mécaniques.

VIII. BIBLIOGRAPHIE

- Banque Mondiale. (2017). Burkina Faso : Assurer un accès équitable et Durable à l'eau potable et aux services d'assainissement en milieu urbain. climatique, P. d. (2009). *Profil urbain de Bobo Dioulasso* .
- Commune de Bobo Dioulasso. (2018). *Plan Communal de Développement de Bobo Dioulasso : Synthèse du diagnostique et tableau de bord de Gouvernance Communale*.
- Dinotec. (2014). *Désinfection de l'eau*.
- Hélène, Z. (2009). *Monographie de la Commune de Bobo Dioulasso*.
- Institut National de la Statistique et de la Démographie (INSD). (2017). *Annuaire statistique*.
- Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA). (2016). *Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable*.
- NATURAMA. (2019). Les ressources en eau au Bukina.
- ONEA. (2018). *Schéma Directeur d'Alimentation en Eau*.
- SANOU, D. G. (2013). *Problématique de l'approvisionnement en eau potable dans la province du Houet et stratégies d'amélioration du taux d'accès*.
- UNICEF. (2007). Burkina Faso.
- Werthmann, K., & Sanogo, M. L. (2011). *La ville de Bobo Dioulasso, Urbanité et appartenances en Afrique de l'Ouest* .
- World Health Organisation. (s.d.). *Guide Line for Drinking Water Quality, Volume 5*.

Annexes

| | |
|--|----|
| <u>ANNEXE I : Coupe des forages 1, 2 et 3</u> | 53 |
| <u>ANNEXE II : Résultat des analyses physico-chimiques de l'eau</u> | 59 |
| <u>ANNEXE III : Simulation du réseau sur Epanet pour chaque variante</u> | 60 |
| <u>ANNEXE IV : Fiche caractéristiques techniques de l'électrolyseur</u> | 62 |
| <u>ANNEXE V : Fiche coût d'investissement du projet</u> | 63 |
| <u>ANNEXE VI : CARNET DES NŒUDS</u> | 66 |
| <u>ANNEXE VII : Schémas des fouilles et pose des conduites</u> | 67 |

ANNEXE I : Coupe des forages 1, 2 et 3

Forage LEGUEMA 1-Bobo Dioulasso
799

UTM X : 372 974

UTM Y : 1 241

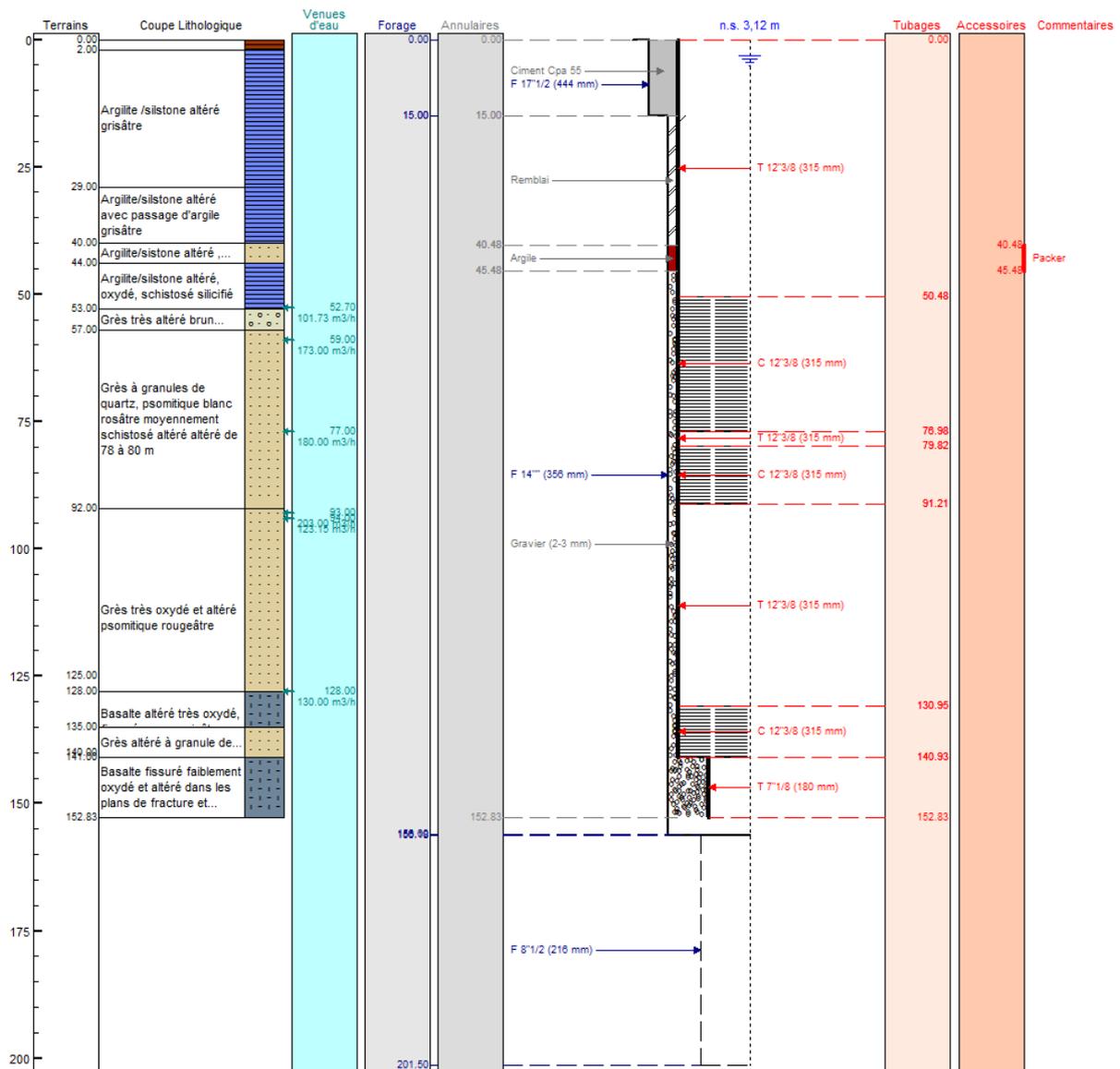
Date de foration : 12/06/2017-24/06/2017

Entreprise de foration : BUMIGEB

Contrôle des travaux :

ONEA

Débit foration : 123.15 m³/h Débit développement : 141 m³/h Profondeur équipée : 152.83



La consigne d'exploitation du forage Leguema 1 :

- Profondeur forée : 201,50 m Profondeur équipée : 152,83 m
- Diamètre d'équipement
 - 0 à 50,48 m 12 '' (265 mm-315 mm) PVC plein
 - 50,48 à 76,98 m 12'' (265 mm-315 mm) PVC crépiné

76,98 à 79,82 m 12'' (265 mm-315 mm) PVC plein

79,82 à 91,21 m 12 '' (265 mm-315 mm) PVC crépiné

91,21 à 130,95 m 12 '' (265 mm-315 mm) PVC plein

130,95 à 140,93 m 12 '' (265 mm-315 mm) PVC crépiné

140,93 à 152,83 m 12 '' (265 mm-315 mm) PVC plein

- Venues d'eau

1^{ère} venue d'eau : 101,79 m³/h à 52,70 m

2^{ème} venue d'eau : 123,15 m³/h à 64,74 m

3^{ème} venue d'eau : 130 m³/h à 128 m

- Chambre de pompage : de 0 à 50 m 12 '' (265 mm-315 mm)

Les phases de développement pendant 4 h nous donnent des données ci-dessous :

- Production sommet des crépines : 111 m³/h

- Production base crépine : 133 m³/h

- Production fond du trou : 141 m³/h

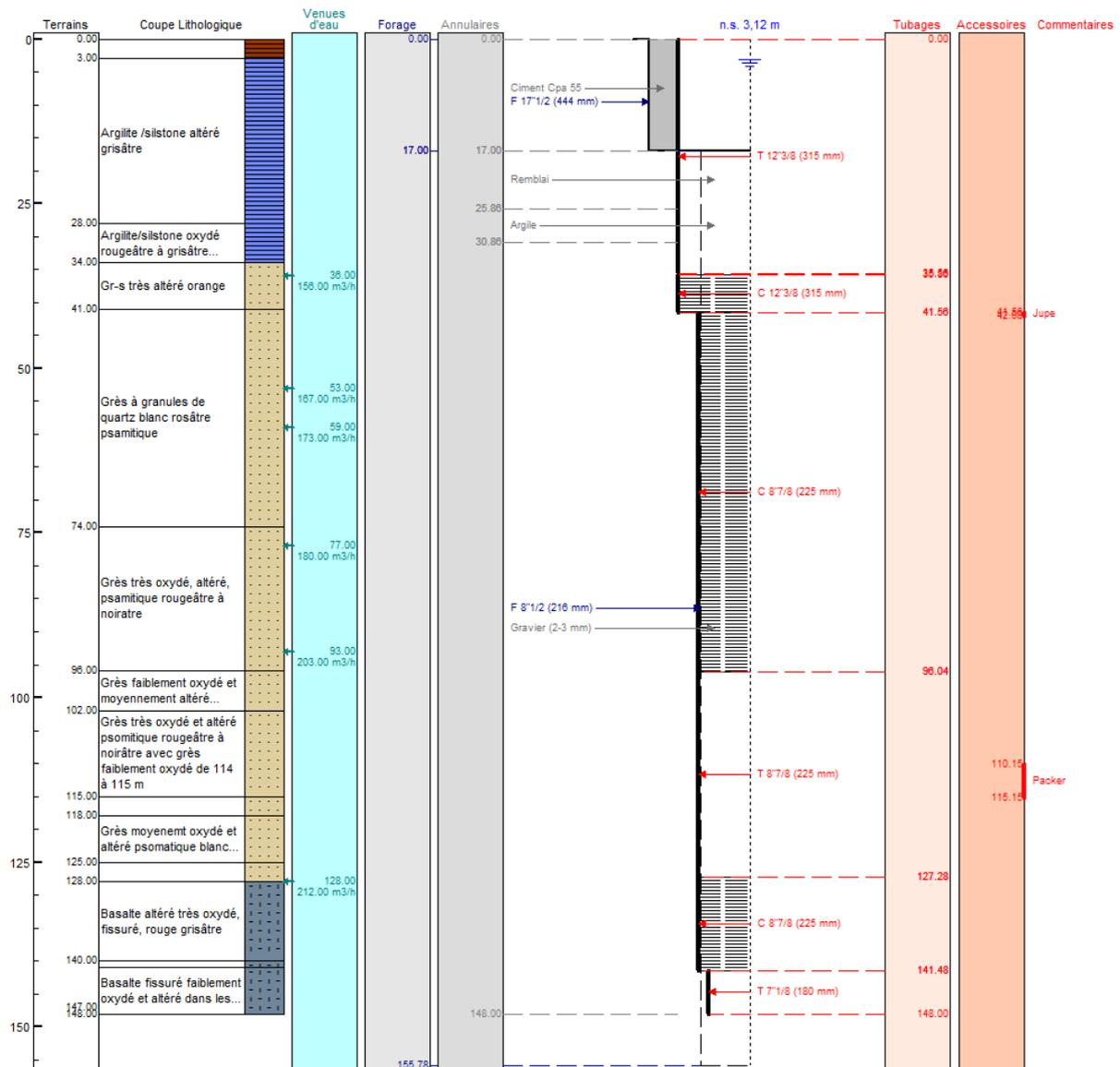
Niveau statique avant développement : 6,82 m

ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO

Forage LEGUEMA 2-Bobo Dioulasso
Date de foration : 03/07/2017-30/07/2017

UTM X : 372 971 UTM Y : 1 241 706
Entreprise de foration : BUMIGEB
Contrôle des travaux : ONEA

Débit foration : 203 m³/h Débit développement : 260 m³/h Profondeur équipée : 148 m



La consigne d'exploitation du forage Leguema 2 :

- Profondeur forée : 155,71 m Profondeur équipée : 148 m
- Diamètre d'équipement
 - 0 à 35,86 m 12 '' (265 mm-315 mm) PVC plein
 - 35,86 à 41,56 m 12'' (265 mm-315 mm) PVC crépiné
 - 41,56 à 42,08 m réducteur de 12'' à 8''
 - 42,56 à 96,04 m 8'' (198 mm-225 mm) PVC crépiné

96,04 à 127,28 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC plein

127,28 à 141,48 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC crépiné

141,48 à 148 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC plein

- Venues d'eau importantes

1^{ère} venue d'eau : 156 m³/h à 36 m

2^{ème} venue d'eau : 173 m³/h à 64 m

3^{ème} venue d'eau : 203 m³/h à 95 m

4^{ème} venue d'eau : 212 m³/h à 128 m

- Chambre de pompage : de 0 à 35,86 m 12 '' (265 mm-315 mm)

Les phases de développement pendant 4 h nous donnent des données ci-dessous :

- Production sommet des crépines : 187 m³/h

- Production base crépine : 260 m³/h

- Production fond du trou : 260 m³/h

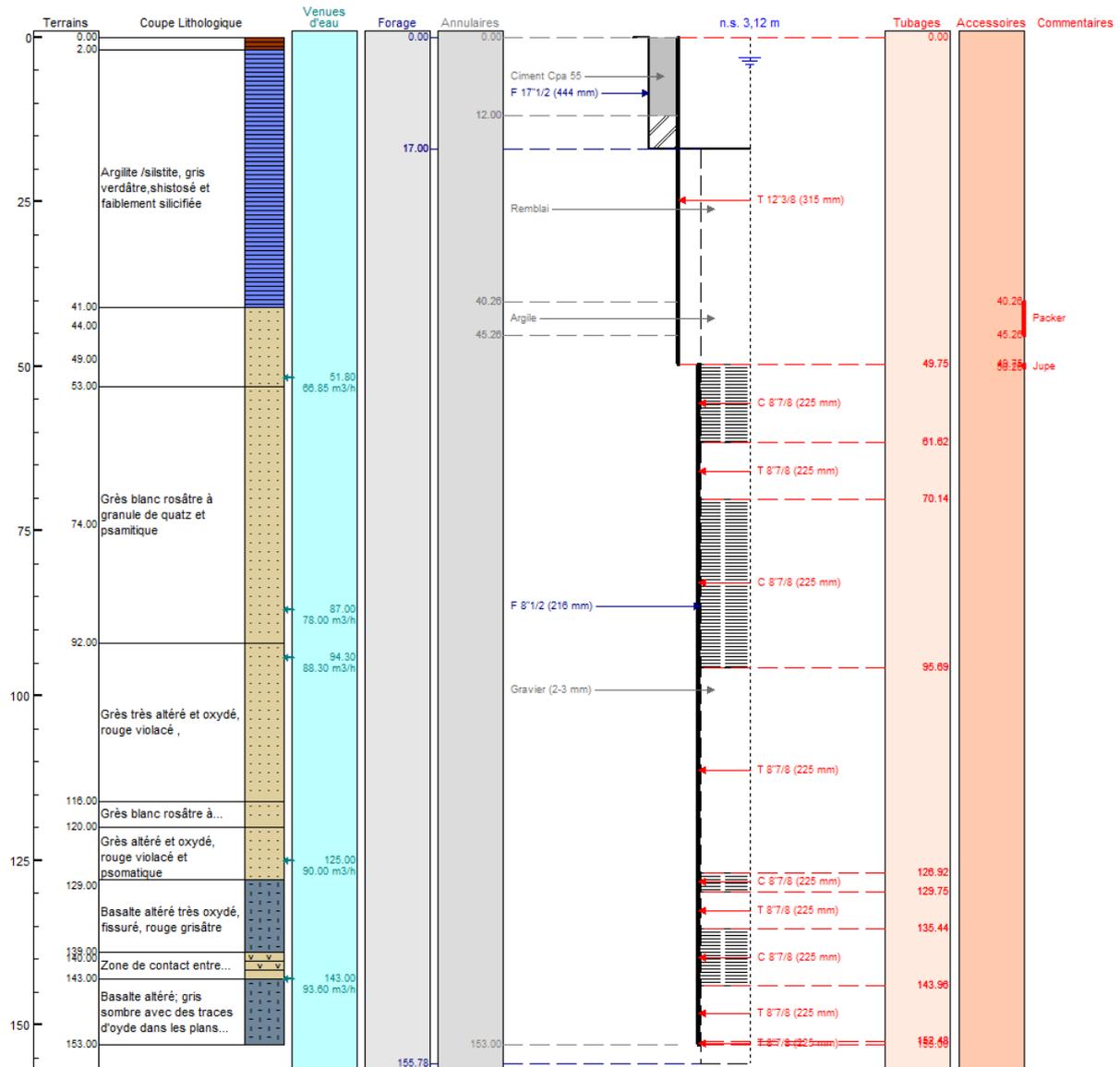
- Niveau statique avant développement : 3,12 m

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO**

Forage LEGUEMA 3-Bobo Dioulasso
Date de foration : 17/08/2017-06/09/2017

UTM X : 372 928 UTM Y : 1 241 780
Entreprise de foration : BUMIGEB
Contrôle des travaux : ONEA

Débit foration : 88.30 m³/h Débit développement : 104 m³/h Profondeur équipée : 153 m



La consigne d'exploitation du forage Leguema 3

- Profondeur forée : 163,30 m Profondeur équipée : 153 m
- Diamètre d'équipement
 - 0 à 41,56 m 12 '' (265 mm-315 mm) PVC plein
 - 41,56 à 49,75 m 12'' (265 mm-315 mm) PVC crépiné
 - 49,75 à 50,26 m réducteur de 12'' à 8''

50,26 à 61,62 m 8'' (198 mm-225 mm) PVC crépiné
61,62 à 70,14 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC plein
70,14 à 95,69 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC crépiné
95,69 à 126,92 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC plein
126,92 à 129,75 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC crépiné
129,75 à 135,44 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC plein
135,44 à 143,96 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC crépiné
143,96 à 153 m 8 '' (198 mm-225 mm) PVC plein

- Venues d'eau importantes
 - 1^{ère} venue d'eau : 66,85 m³/h à 51,80 m
 - 2^{ème} venue d'eau : 88 m³/h à 87 m
 - 3^{ème} venue d'eau : 93,6 m³/h à 148 m
- Chambre de pompage : de 0 à 49.75 m 12 '' (265 mm-315 mm)

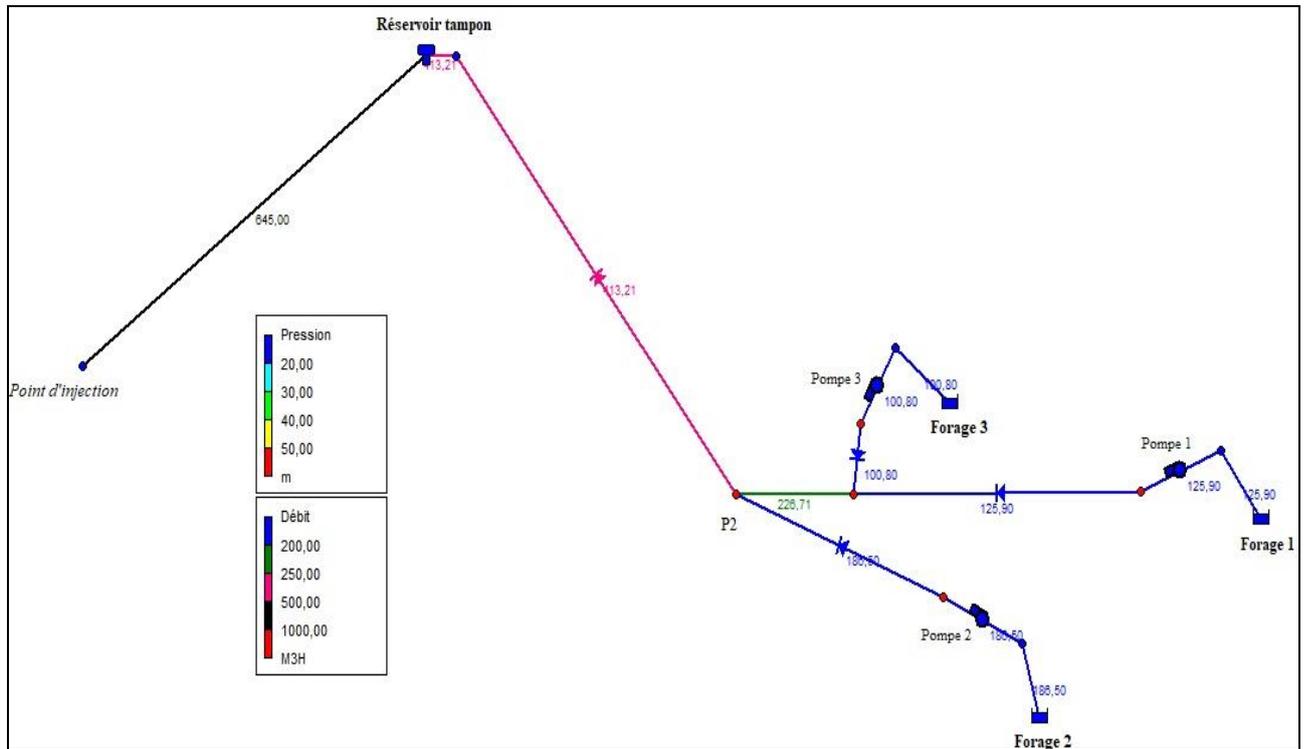
Les phases de développement pendant 4 h nous donnent des données ci-dessous :

- Production sommet des crépines : 78 m³/h
- Production base crépine : 104 m³/h
- Production fond du trou : 104 m³/h
- Niveau statique avant développement : 6,90 m

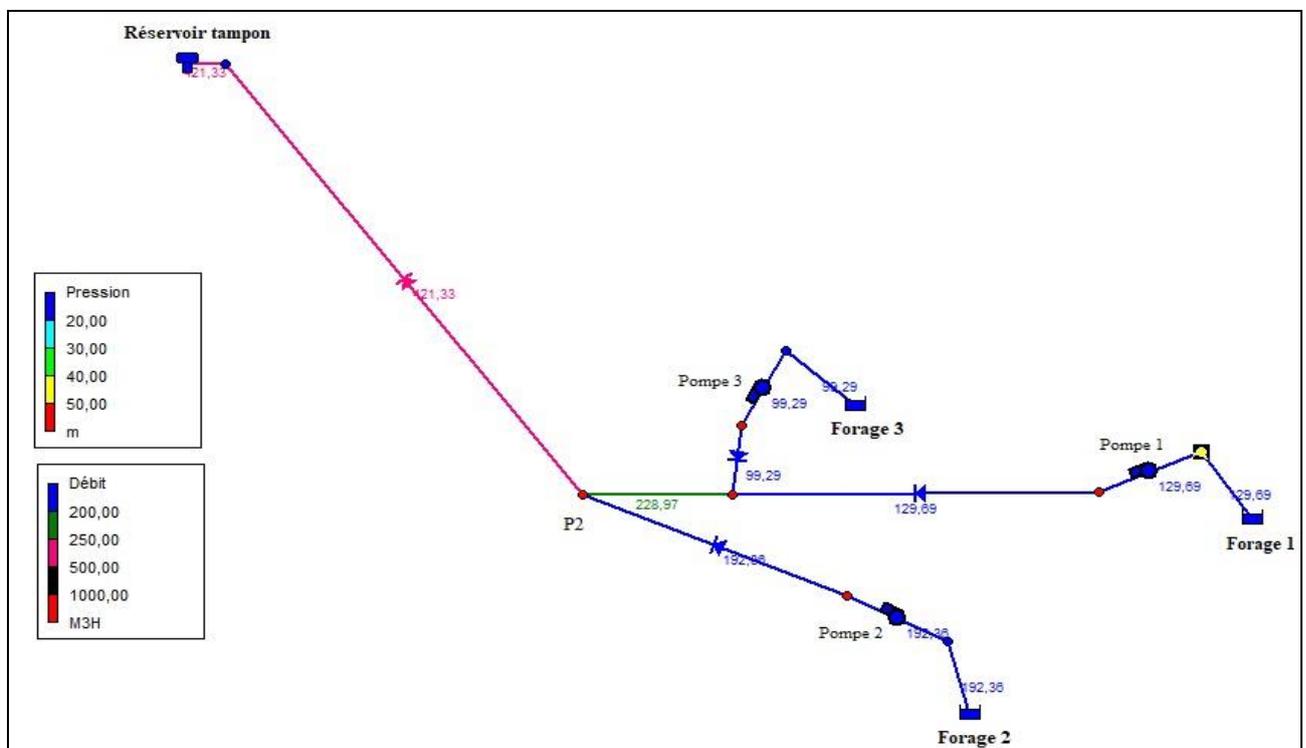
ANNEXE II : Résultat des analyses physico-chimiques de l'eau

| BUREAU DES MINES ET DE LA GEOLOGIE DU BURKINA (BUMIGEB) | |  | BURKINA FASO ----- Unité - Progrès - Justice | |
|---|--|---|---|-----------|
| DIRECTION DES LABORATOIRES | | | | |
| Province | HOUET | Numéro de l'échantillon | 2017/I 21-022 | |
| Département / commune | BOBO | Date de prélèvement | | |
| Village | LEGUEMA | Date de réception | 13/09/2017 | |
| Localisation | LEG3 | Adresse client | BUMIGEB / DS Tél. 50 36 48 90 | |
| Nature de l'échantillon | Eau de forage | | | |
| RESULTATS D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES DES EAUX | | | | |
| PARAMETRES | UNITES | VALEURS | Recommandation OMS | |
| Température | °C | 26,00 | 18 - 40 | |
| pH | | 7,70 | 6,5 - 8,5 | |
| Conductivité | µS/cm | 110,00 | 1000 | |
| Turbidité | NTU | 10,10 | 5 | |
| Alcalinité (TA) | | 0,00 | | |
| Alcalinité complète (TAC) | mg/L de CaCO ₃ | 30,00 | | |
| Dureté totale (TH) | | 44,00 | 500 | |
| Anions | Bicarbonate (HCO ₃ ⁻) | mg/L | 36,60 | |
| | Carbonate (CO ₃ ²⁻) | | 0,00 | |
| | Chlorure (Cl ⁻) | | 0,50 | 250 |
| | Nitrate (NO ₃ ⁻) (N) | | 0,72 | 10 |
| | Nitrite (NO ₂ ⁻) (N) | | 0,03 | 0,1 |
| | Phosphate (PO ₄ ³⁻) | | 0,31 | 0,4 |
| | Sulfate (SO ₄ ²⁻) | | 8,12 | 400 |
| | Fluor (F ⁻) | | 0,00 | 1,5 |
| Cations | Calcium (Ca ²⁺) | mg/L | 4,00 | |
| | Magnésium (Mg ²⁺) | | 8,25 | 50 |
| | Fer total (Fe ²⁺ + Fe ³⁺) | | 0,00 | 0,3 |
| | Manganèse (Mn ²⁺) | | 0,00 | 0,1 |
| | Zinc (Zn ²⁺) | | 0,00 | 5 |
| | Sodium (Na ⁺) | | 3,57 | 200 |
| | Potassium (K ⁺) | | 3,10 | 12 |
| | Ammonium (NH ₄ ⁺) | | 0,33 | < 0,5 |
| | Arsenic (As) | µg/L | 3,58 | 10 |
| | Mercuré (Hg) | | 0,00 | 6 |
| Solides dissous | | 91,76 | 1000 | |
| I.R | | 10,82 | | |
| Conclusion | Eau très douce; minéralisation faible ; corrosivité importante. Vu la turbidité élevée, les résultats doivent être complétés par des analyses en métaux lourds et en bactériologie après pompage. | | | |

ANNEXE III : Simulation du réseau sur Epanet pour chaque variante

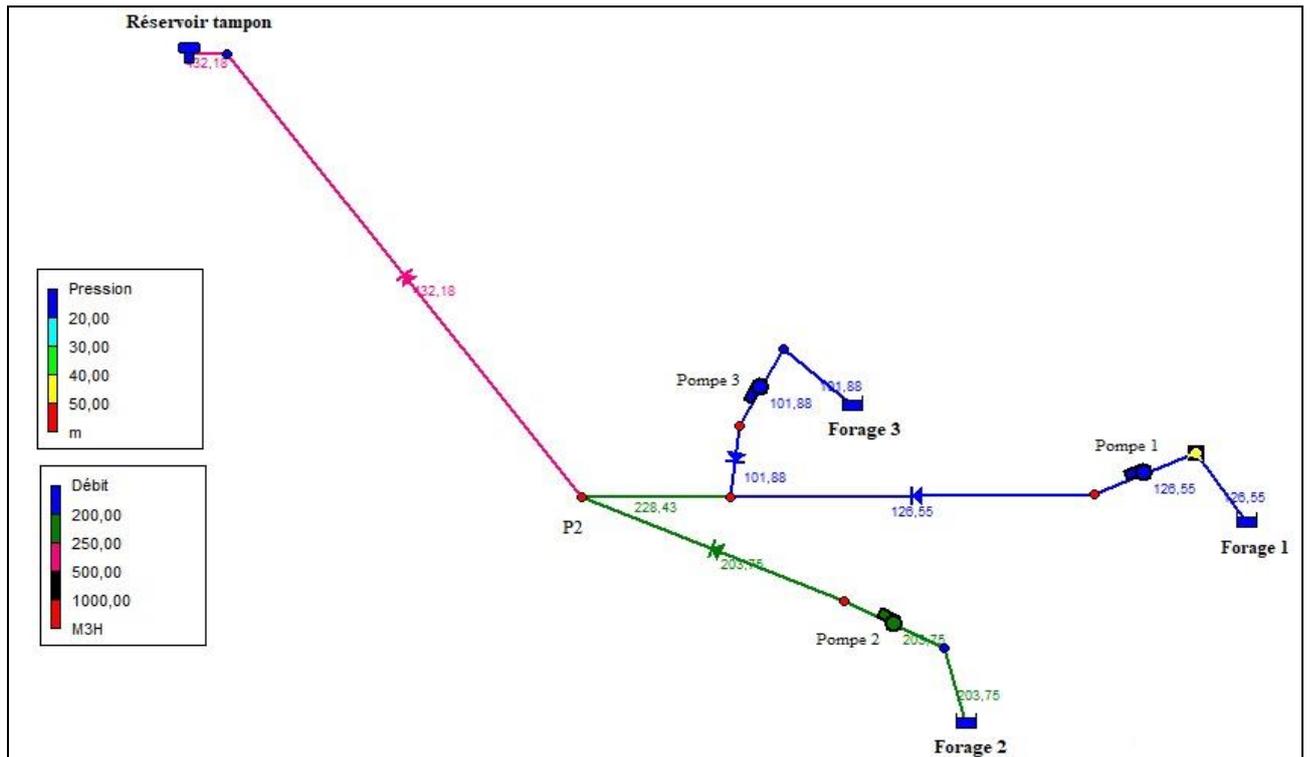


Variante 1



Variante 2

ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO



Variante 3

ANNEXE IV : Fiche caractéristiques techniques de l'électrolyseur

Caractéristiques techniques



VoDes BlueWave

(Electrolyseurs à cellules tubulaires)

| | VoDes BlueWave 30 | VoDes BlueWave 60 | VoDes BlueWave 90 | VoDes BlueWave 150 | VoDes BlueWave 200 |
|--|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Production de chlore jusqu'à g/Cl ₂ /h | 30 | 60 | 90 | 150 | 200 |
| Capacité journalière ø maxi g/Cl ₂ /jour, env. | 660 720 | 1320 1440 | 1980 2160 | 3300 3600 | 4400 4800 |
| Concentration de chlore g/Cl ₂ /l, env. | 5-6 | 5-6 | 5-6 | 5-6 | 5-6 |
| Consommation d'eau l/h, env. | 6 | 12 | 18 | 30 | 40 |
| Consommation de sel g/h, env. | 108 | 216 | 324 | 540 | 720 |
| Besoin en énergie kWh/h de fonctionnement | 0,135 | 0,27 | 0,405 | 0,7 | 0,9 |
| Surveillance de débit | oui | oui | oui | oui | oui |
| Surveillance de reflux dans la conduite d'hydrogène | oui | oui | oui | oui | oui |
| Surveillance de rajout dans l'adoucisseur | oui | oui | oui | oui | oui |
| Mode de fonctionnement | autonome | autonome | autonome | autonome | autonome |
| Adoucisseur | Intégré | Intégré | Intégré | Intégré | Intégré |
| Bac de stockage | oui | oui | oui | oui | oui |
| Encombrement approx. | h x l x p (mm) 1212x772x195 |
| Température ambiante mini/maxi | 10 °C - 40 °C |
| Ventilation / aération du local d'implantation | oui | oui | oui | oui | oui |
| Température d'entrée de l'eau de service | 25 °C maxi |
| Conduite d'évacuation d'hydrogène fermée vers l'extérieur | oui, continuellement ascendante |
| Mesures de stockage particulières | aucunes | aucunes | aucunes | aucunes | aucunes |
| Manipulation de produits dangereux | non | non | non | non | non |
| Local d'exploitation séparé | non | non | non | non | non |

ANNEXE V : Fiche coût d'investissement du projet

Variante 3

| Désignation | Unité | Quantité | Prix unitaire | Montant |
|--|-------|----------|---------------|----------------------|
| Pompes immergées Grundfos et accessoires | | | | |
| Pompe SP 95-13 | ens | 1 | 12 000 000 | 12 000 000 |
| Pompe SP 125-6 | ens | 1 | 13 000 000 | 13 000 000 |
| Pompe SP 215-5AA | ens | 1 | 15 000 000 | 15 000 000 |
| Sous total | | | | 40 000 000 |
| Canalisation et accessoires hydrauliques | | | | |
| Conduite PEHD, PN 16, DN 355 mm | m | 124,5 | 70 000 | 8 715 000 |
| Conduite PEHD, PN 16, DN 315 mm | m | 230 | 55 000 | 12 650 000 |
| Conduite PEHD, PN 16, DN 500 mm | m | 9820 | 80 000 | 785 600 000 |
| Té DN 355/315/355 | ens | 1 | 750 000 | 750 000 |
| Té DN 355/355/500 | ens | 1 | 800 000 | 800 000 |
| Coude 1/4 DN 500 | ens | 4 | 500 000 | 2 000 000 |
| Coude 1/8 DN 500 | ens | 2 | 525 000 | 1 050 000 |
| Clapet anti-retour DN 315 | ens | 1 | 1 250 000 | 1 250 000 |
| Clapet anti-retour DN 355 | ens | 2 | 1 400 000 | 2 800 000 |
| Vanne de passage DN 355, PN 16 | ens | 2 | 1 300 000 | 2 600 000 |
| Vanne de passage DN 315, PN 16 | ens | 1 | 1 250 000 | 1 250 000 |
| Débitmètre plage de mesure 0 à 200 m ³ /h | ens | 2 | 1 500 000 | 3 000 000 |
| Débitmètre plage de mesure 0 à 500 m ³ /h | ens | 2 | 2 500 000 | 5 000 000 |
| Ventouse ventex DN 80, PN 16 | ens | 4 | 1 250 000 | 5 000 000 |
| Purgex HP DN 100, PN 16 | ens | 1 | 1 100 000 | 1 100 000 |
| Manomètre 0-25 bar | ens | 1 | 25 000 | 25 000 |
| Sous total | | | | 833 590 000 |
| Alimentation électrique | | | | 25 000 000 |
| Bâtiment d'exploitation | | | | 15 000 000 |
| Groupe électrogène | | | | 15 000 000 |
| Dispositif de traitement | | | | 5 000 000 |
| Dispositif de télégestion | | | | 10 000 000 |
| Constructions | | | | |
| Bâche semi-enterrée en béton armé de 1500 m ³ | | 1 | 500 000 000 | 500 000 000 |
| Total | | | | 1 443 590 000 |

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO**

Variante 1

| | Désignation | Unité | Quantité | Prix unitaire | Montant |
|-------|--|--------------|-----------------|----------------------|----------------------|
| I | Pompes immergées Grundfos et accessoires | | | | |
| I.1 | Pompe SP 95-13 | ens | 1 | 12 000 000 | 12 000 000 |
| I.2 | Pompe SP 125-7A | ens | 1 | 13 000 000 | 13 000 000 |
| I.3 | Pompe SP 215-5A | ens | 1 | 15 000 000 | 15 000 000 |
| | Sous total | | | | 40 000 000 |
| II | Canalisation et accessoires hydrauliques | | | | |
| II.1 | Conduite PEHD, PN 16, DN 355 mm | m | 124,5 | 70 000 | 8 715 000 |
| II.2 | Conduite PEHD, PN 16, DN 315 mm | m | 230 | 55 000 | 12 650 000 |
| II.3 | Conduite PEHD, PN 16, DN 500 mm | m | 6330 | 80 000 | 506 400 000 |
| II.4 | Conduite PEHD, PN 16, DN 630 mm | m | 3490 | 100 000 | 349 000 000 |
| II.5 | Té DN 355/315/355 | ens | 1 | 750 000 | 750 000 |
| II.6 | Té DN 355/355/500 | ens | 1 | 800 000 | 800 000 |
| II.7 | Coude 1/4 DN 500 | ens | 4 | 500 000 | 2 000 000 |
| II.8 | Coude 1/8 DN 500 | ens | 2 | 525 000 | 1 050 000 |
| II.9 | Clapet anti-retour DN 315 | ens | 1 | 1 250 000 | 1 250 000 |
| II.10 | Clapet anti-retour DN 355 | ens | 2 | 1 400 000 | 2 800 000 |
| II.11 | Vanne de passage DN 355, PN 16 | ens | 2 | 1 300 000 | 2 600 000 |
| II.12 | Vanne de passage DN 315, PN 16 | ens | 1 | 1 250 000 | 1 250 000 |
| II.13 | Débitmètre plage de mesure 0 à 200 m3/h | ens | 2 | 1 500 000 | 3 000 000 |
| II.14 | Débitmètre plage de mesure 0 à 500 m3/h | ens | 2 | 2 500 000 | 5 000 000 |
| II.15 | Ventouse ventex DN 80, PN 16 | ens | 4 | 1 250 000 | 5 000 000 |
| II.16 | Purgex HP DN 100, PN 16 | ens | 1 | 1 100 000 | 1 100 000 |
| II.17 | Manomètre 0-25 bar | ens | 1 | 25 000 | 25 000 |
| | Sous total | | | | 903 390 000 |
| III | Alimentation électrique | | | | 25 000 000 |
| IV | Bâtiment d'exploitation | | | | 15 000 000 |
| V | Groupe électrogène | | | | 15 000 000 |
| VI | Dispositif de traitement | | | | 5 000 000 |
| VII | Dispositif de télégestion | | | | 10 000 000 |
| VIII | Constructions | | | | |
| | Bâche semi-enterrée en béton armé de 1500 m ³ | | 1 | 750 000 000 | 750 000 000 |
| | Total | | | | 1 763 390 000 |

**ETUDE DE RACCORDEMENT DE TROIS FORAGES DANS LA ZONE DE LEGUEMA AU
RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE DE BOBO DIOULASSO AU BURKINA FASO**

Variante 2

| | Désignation | Unité | Quantité | Prix unitaire | Montant |
|-------|--|--------------|-----------------|----------------------|----------------------|
| I | Pompes immergées Grundfos et accessoires | | | | |
| I.1 | Pompe SP 95-13 | ens | 1 | 12 000 000 | 12 000 000 |
| I.2 | Pompe SP 125-7 | ens | 1 | 13 000 000 | 13 000 000 |
| I.3 | Pompe SP 215 – 5 | ens | 1 | 15 000 000 | 15 000 000 |
| | Sous total | | | | 40 000 000 |
| II | Canalisation et accessoires hydrauliques | | | | |
| II.1 | Conduite PEHD, PN 16, DN 355 mm | m | 124,5 | 70 000 | 8 715 000 |
| II.2 | Conduite PEHD, PN 16, DN 315 mm | m | 230 | 55 000 | 12 650 000 |
| II.3 | Conduite PEHD, PN 16, DN 500 mm | m | 9820 | 80 000 | 785 600 000 |
| II.5 | Té DN 355/315/355 | ens | 1 | 750 000 | 750 000 |
| II.6 | Té DN 355/355/500 | ens | 1 | 800 000 | 800 000 |
| II.7 | Coude 1/4 DN 500 | ens | 4 | 500 000 | 2 000 000 |
| II.8 | Coude 1/8 DN 500 | ens | 2 | 525 000 | 1 050 000 |
| II.9 | Clapet anti-retour DN 315 | ens | 1 | 1 250 000 | 1 250 000 |
| II.10 | Clapet anti-retour DN 355 | ens | 2 | 1 400 000 | 2 800 000 |
| II.11 | Vanne de passage DN 355, PN 16 | ens | 2 | 1 300 000 | 2 600 000 |
| II.12 | Vanne de passage DN 315, PN 16 | ens | 1 | 1 250 000 | 1 250 000 |
| II.13 | Débitmètre plage de mesure 0 à 200 m3/h | ens | 2 | 1 500 000 | 3 000 000 |
| II.14 | Débitmètre plage de mesure 0 à 500 m3/h | ens | 2 | 2 500 000 | 5 000 000 |
| II.15 | Ventouse ventex DN 80, PN 16 | ens | 4 | 1 250 000 | 5 000 000 |
| II.16 | Purgex HP DN 100, PN 16 | ens | 1 | 1 100 000 | 1 100 000 |
| II.17 | Manomètre 0-25 bar | ens | 1 | 25 000 | 25 000 |
| | Sous total | | | | 833 590 000 |
| III | Alimentation électrique | | | | 25 000 000 |
| IV | Bâtiment d'exploitation | | | | 15 000 000 |
| V | Groupe électrogène | | | | 15 000 000 |
| VI | Dispositif de traitement | | | | 5 000 000 |
| VII | Dispositif de télégestion | | | | 10 000 000 |
| VIII | Constructions | | | | |
| | Bâche semi-enterrée en béton armé de 1500 m ³ | | 1 | 750 000 000 | 750 000 000 |
| | Total | | | | 1 693 590 000 |

ANNEXE VI : CARNET DES NŒUDS

| AEP LEGUEMA | | | |
|-------------|--------|--|---------------------------------|
| N° | Schéma | Désignations | Nombre |
| 3 | | 1-Té réduit à brides 355x315x315 2-Robinet vanne DN 315 2-Robinet vanne DN 355 4-Adaptateur à brides 315/355 4-Adaptateur à brides 355/400 | (1) (2) (1) (2) (1) |
| 9 | | 6-Coude 1/4 DE 400 à Emboîtement | |
| 1 | | 6-Coude 1/4 DE 560 à Emboîtement | |
| 6 | | 6-Coude 1/8 DE 355 à Emboîtement | |
| 4 | | 6-Coude 1/8 DE 355 à Emboîtement | |
| 2 | | 1-Té réduit à brides 500x355x355 2-Robinet vanne DN 355 2-Robinet vanne DN 500 4-Adaptateur à brides 355/400 4-Adaptateur à brides 500/560 | (1) (2) (1) (2) (1) |
| 7 | | 6-Coude 1/8 DE 355 à Emboîtement | |
| 5 | | 6-Coude 1/8 DE 355 à Emboîtement | |
| 8 | | 6-Coude 1/8 DE 355 à Emboîtement | |

- ① - Té
- ② - Robinet Vanne
- ③ - conne ou Réducteur
- ④ - Adaptateur
- ⑤ - Bouchon
- ⑥ - Coude
- ⑦ - Vidange
- ⑧ - Ventouse
- ⊙ - Chateau d'eau
- ⊙ - SE: Forage Probable

ANNEXE VII : Schémas des fouilles et pose des conduites

