



SECURISATION DURABLE DU SERVICE EN EAU DE LA VILLE DE TENKODOGO

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER 2

OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES.

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par

Wendzodo Amélie Pélagie YANOGO

Travaux dirigés par : Mr Bèga Urbain OUEDRAOGO

ENSEIGNANT à 2iE

Mr Antoine PARE

DIRECTEUR REGIONAL ONEA OUAGA

Jury d'évaluation du stage :

Président : Mahamadou KOITA

Membres et correcteurs : Moussa OUEDRAOGO

Moussa FAYE

Promotion [2015/2016]

DEDICACE

☞ A MES PARENTS

☞ A MES SŒURS ET FRÈRES,

ET A CEUX QUI ONT CONTRIBUÉ DE PRES OU
DE LOIN A LA RÉUSSITE DE CE TRAVAIL

REMERCIEMENT

Je tiens à témoigner notre profonde gratitude à toutes les personnes qui de loin ou de près ont contribué à l'élaboration de ce mémoire. Je remercie particulièrement :

- ✓ M. Bega Urbain OUEDRAOGO
- ✓ M. Ousmane Roland YONABA
- ✓ M. Antoine PARE.
- ✓ M. ZAGRE
- ✓ M. BATIONO Eric
- ✓ M. SANDWIDI
- ✓ M. SAWADOGO Alassane
- ✓ M. GUIGMA Moussa

Enfin je remercie tous mes amis et camarades de classe qui m'ont aidé dans ma formation pendant ces trois années d'études et surtout dans la rédaction de mon mémoire de fin d'études.

RESUME

Bien que la ville de Tenkodogo dispose de 23 forages raccordés à un réservoir qui dessert le réseau de distribution, l'alimentation en eau potable des populations de cette ville n'a pas encore atteint un niveau suffisant. Cela s'explique par l'évolution non maîtrisée aussi bien des besoins en eau que de la zone d'intervention. En outre, les ressources en eau de la région sont limitées.

Dans le cadre du renforcement du réseau d'AEP de la ville, le diagnostic du réseau devra permettre d'améliorer les conditions de distribution et de desserte en eau tant au niveau de la quantité qu'au niveau de la qualité. En effet, suite à une analyse du réseau et de la ressource en eau disponible, la réadaptation du réseau et l'exploitation de nouvelles sources en eau devraient augmenter de 138% la quantité de production.

L'atteinte de cette qualité de service d'eau passe par la mise en place de 8.5 km de réseau (distribution et refoulement) et un apport journalier à court terme de 2 112 m³ de volume d'eau à travers les eaux souterraines et à long terme (d'ici 2030) de 5 700 m³ de volume d'eau à travers le barrage de Bagré. Dans une optique d'optimisation, il est prévu d'exhaurer l'eau du barrage vers la station de traitement à partir d'une station de pompage équipée de pompes immergées et de traiter l'eau à partir d'une station de traitement équipée de d'un décanteur de type pulsator. Enfin, une étude financière et économique a permis d'estimer la rentabilité du projet et son impact sur les habitants de la localité. Il en ressort que le coût global du projet est 5.8 milliards de F.CFA

Mots clefs : Tenkodogo, AEP, réseau, simulation, vérification, Barrage, Bagré.

ABSTRACT

Although the town of Tenkodogo has 23 drillings connected to a tank that serve the distribution network, The supplying in drinking water for the populations oh this town has not yet reached a sufficient level. This is explained by an uncontrollable evolution not only in the water needs but also in the intervention zone. Besides resources in water in the region are limited.

In the framework of reinforcement of AEP network of the town, the diagnosis of the network will permit to ameliorate the condition of distribution and water supplying at the level of quantity as well as quality levels. Indeed, following on analysis of the network and of the resources in availability of water, the network readaptation and the exploitation of new resources in water should increase by 138% the quality of production.

The attainment of this quality of production passes by the setting up of 2.58 km of network (distribution and reversal of the flow of water)and a short term of support of 2 112 m³ of water volume through the subterranean water and in the long term of 5 700 m³ of volume of water through the Bagré Dam.

In the perspective of optimizing, it is predicted to raise the water of the dam toward the processing station from the station versa and to process the water from a processing station to the decanter of pulsatile type.

Finally, economic and financial studies have permitted to estimate the profitability and its impact on the local inhabitants. It emerges that the global cost of the project is 5.8 billion FCFA

Key Words: Tenkodogo, AEP, network, simulation, verification, Dam, Bagré.

LISTE DES SIGLES ET ABBREVIATIONS

AEP	: Adduction en Eau potable
BF	: Bornes Fontaines
BP	: Branchement Privé
Cph	: Coefficient de pointe horaire
DN	: Diamètre Nominal
HMT	: Hauteur Manométrique Totale
INSD	: Institut National de la Statistique et de la Démographie
NPSH	: Net Positive Suction Head
OMD	: Objectif du Millénaire pour le Développement
ONEA	: Office Nationale de l'eau et de l'Assainissement
PK	: Point Kilométrique
PMH	: Pompe à Motricité Humaine
PN AEPA	: Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et Assainissement
PVC	: Poly Chlorure de Vinyle
RN	: Route Nationale
SCADD	: Stratégie de Croissance Accélérée pour le Développement Durable
SIG	: Système d'Information Géographique
UTM	: Universal Transverse Mercator
WGS	: World Geodetic System

SOMMAIRE

REMERCIEMENT	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	v
SOMMAIRE	vi
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES FIGURES	x
INTRODUCTION.....	1
I. Présentation de la zone d'étude.....	3
1. Situation géographique	3
2. Caractéristiques géographiques.....	4
3. Le potentiel en eau	4
4. Historique de l'AEP de Tenkodogo	4
5. Statut administratif	5
6. Activités économiques (ONEA, 2005).....	5
II. HYPOTHESE DE TRAVAIL ET/OU OBJECTIFS DU TRAVAIL.....	6
II.1. Contexte et justification du projet	6
II.2. Objectif global et Objectifs spécifiques de l'étude	6
II.3. Résultats attendus.....	6
III. MATERIELS ET METHODES	7
III.1. Procédure suivie pour l'atteinte des objectifs.....	7
III.2. Collectes et traitement de données	8
III.3. Simulation du réseau.....	8
III.4. Simulation avec le logiciel EPANET	9
III.4.2. Vérification avec la méthode de Hardy cross.....	12
III.4.3. Propositions de solutions	12
IV. RESULTATS ET DISCUSSION	14
IV.1. Description du système existant	14
IV.1.1. Description de la ressource en eau.....	14
IV.1.2. Le réseau de refoulement	14
IV.1.3. Le réseau de distribution	17
IV.1.4. Consommation de la ville.....	18

IV.1.5.	Analyse des branchements particuliers	20
IV.1.6.	Analyse des bornes fontaines	21
IV.2.	Etude de l'adéquation Ressources en eau et des besoins en eau actuels / Ressource en Eau besoins en eau futurs	22
IV.2.1.	Evaluation de la production journalière	22
IV.2.2.	Evaluation des besoins journaliers annexe 1	22
IV.2.3.	Détermination du manque à gagner à court terme annexe 3	22
IV.2.4.	Détermination du manque à gagner à long terme annexe 3	22
IV.3.	RESULTATS ET INTERPRETATION DE LA SIMULATION DU RESEAU ...	22
IV.3.1.	Scénario reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément	23
IV.3.2.	Vérification du Scénario reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément par la méthode d'Hardy cross	26
IV.3.3.	Scénario reproduisant une distribution alternée des tournées	29
IV.3.4.	Scénario reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément à partir des sources d'alimentation en eau existantes et les forages F14 et F15 sont directement rattachées au réseau.....	31
IV.3.5.	Scénario représentant une distribution simultanée de toutes les tournées avec demande en eau nécessaire pour une vie descente	32
IV.3.6.	Vérification de la robustesse du réseau avec la demande nécessaire pour une consommation spécifique de 50l/jr/hbt	33
IV.4.	Proposer des mesures et réalisations pour l'amélioration de la desserte en eau	37
IV.4.1.	Usage d'une autre source d'alimentation.....	37
IV.4.2.	Schéma global du projet à long terme	42
IV.4.3.	Coût du projet	47
CONCLUSION	48
Bibliographie	49
ANNEXES	50
Annexe 1	50
Annexe 2 Production journalière des forages.....		51
Annexe 3 : Détermination du déficit journalier à court terme et long terme		51
Annexe 4 : Evolution de la production mensuelle		52
Annexe5: Evolution du réseau de distribution		53
Annexe 7 : Variation de la consommation horaire		54
Annexe 8 : Evolution de la consommation annuelle		54

Annexe 9 : Cartes nœuds d'une distribution simultanée à 5 heures, 10 heures, 15 heures, et 23 heures	55
Annexe 10: Programme de gestion de la distribution alternée	56
Annexes 11 Récapitulatif des pertes mensuelles générées par le Barrage	58
Annexe 12: Détermination du coût de l'eau refoulée par m ³	59
Annexe 14 Dimensionnement de la capacité de la bache	60
Annexe 15 Dimensionnement de la capacité du réservoir	61
Annexe 16 : Fiche technique des pompes	63
Annexe I: Réseau de distribution de Tenkodogo.....	65
Annexe II : Réseau de refoulement	66

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques des composantes nécessaires pour la simulation.....	9
Tableau 2: récapitulatif des données d'entrés et de sorties au niveau des nœuds	11
Tableau 3: Données d'entrés et de sortie au niveau de la conduite	11
Tableau 4: Données d'entrés et de sorties au niveau du réservoir	12
Tableau 5: Rendement du réseau de refoulement des 5 dernières années	15
Tableau 6: Taux de couverture de la ville en 2015	17
Tableau 7: Rendement du réseau de distribution des 5 dernières années.....	18
Tableau 8: Résultats de la méthode de Hardy Cross dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément par la méthode d'Hardy cross	27
Tableau 9: Vérification de la robustesse du réseau actualisé avec la demande future.....	34
Tableau 10: Caractéristiques du barrage de Bagré.....	39
Tableau 11: Rendement des ouvrages AEP.....	43
Tableau 12: Vérification de la nécessité de présence d'un anti bélier dans le cas du refoulement à long terme	44
Tableau 13: Caractéristiques des pompes à mettre en place.....	45
Tableau 14: Coût des ouvrages à mettre en place	47
Tableau 15: Calcul des besoins annuels	50
Tableau 16: Production journalière des forages.....	51
Tableau 17: Le déficit journalier à court et long terme	51
Tableau 18: Les productions mensuelles de l'année 2015.....	52
Tableau 19: Evolution du réseau de distribution.....	53
Tableau 20: Variation de la consommation mensuelle en 2015	53
Tableau 21: Variation de la consommation horaire	54
Tableau 22: Evolution de la consommation annuelle des 6 dernières années	54
Tableau 23: Récapitulatif des pertes mensuelles générées par le Barrage	58
Tableau 24: Détermination du coût de l'eau refoulée par m ³	59
Tableau 25: Dimensionnement de la capacité de la bache	60
Tableau 26: Dimensionnement de la capacité du réservoir	61
Tableau 27: Point de fonctionnement des pompes de SP2.....	63
Tableau 28: Point de fonctionnement de SP1 et SP3	64

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation Tenkodogo chef-lieu de la province du Boulgou	3
Figure 2: Pompes de refoulement des eaux de la bache	15
Figure 3: Evolution des productions mensuelles de 2015	16
Figure 4: Variation de la consommation mensuelle	18
Figure 5: Variation de la consommation horaire.....	19
Figure 6: Evolution de la consommation des 5 dernières années	20
Figure 7: Evolution du nombre de BP des 10 dernières années.....	21
Figure 8: Evolution de la consommation au niveau des BF	21
Figure 9: Courbe d'évolution du débit des pompes de refoulement des eaux de la bache durant 72 heures	23
Figure 10: Carte des nœuds dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément	23
Figure 11: Distribution de la pression dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément	24
Figure 12: Distribution des vitesses dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément	25
Figure 13: Evolution de la charge au niveau des réservoirs dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément	26
Figure 14: Réseau maillé simplifié de la ville de Tenkodogo	27
Figure 15: Evolution du débit des pompes de refoulement des eaux de la bache dans le cas de la distribution alternée	29
Figure 16: Carte des nœuds dans le cas où T4 et T3 bénéficient uniquement des services de l'eau	30
Figure 17: Carte des nœuds dans le cas où T5 et T1 bénéficient uniquement des services de l'eau	30
Figure 18: Carte des nœuds dans le cas où T2 bénéficie uniquement des services de l'eau	31
Figure 19 : La carte des nœuds dans le cas d'une alimentation simultanée de toutes les tournées et les forages F14 et F15 directement branchés au réseau.....	31
Figure 20: La carte de nœud dans le cas d'une alimentation simultanée et une consommation spécifique de 50l/jr/hbt	33
Figure 21: Réseau de distribution simplifié.....	33

Figure n22: Carte géographique du barrage de Bagré.....	38
Figure 23: Courbe hauteur volume du barrage de Bagré.....	40
Figure 24: Localisation des infrastructures nécessaires à la potabilisation et au refoulement des eaux du barrage de Bagré	42
Figure 25 : Point de fonctionnement des pompes situées à SP1 et SP3	46
Figure 26: Point de fonctionnement de la pompe située à SP2.....	46
Figure 27:Cartes nœuds d'une distribution simultanée à 5 heures, 10 heures, 15 heures, et 23heures.....	55
Figure 28:Fiche technique des pompes de SP1, SP2, SP3	63

INTRODUCTION

L'eau est au cœur des préoccupations burkinabè, qu'il s'agisse de l'accès à l'eau potable, de l'irrigation, de l'abreuvement des animaux de l'activité minière et industrielle ou de la production d'énergie. L'aridité du climat, marqué par des longues saisons sèches et des saisons pluvieuses à faibles pluviométries affecte les populations dont l'essentiel des activités économiques dépende de la disponibilité en eau.

Conscient de ce handicap, des programmes tels que le PN AEPA, ont été élaborés par le ministère chargé de l'hydraulique pour constituer un cadre programmatique et fédérateur par lequel le Burkina Faso conformément à sa SCADD, veut atteindre les OMD dans le secteur de l'eau potable et de l'assainissement. Ce programme devait permettre de porter le taux d'accès à l'eau potable de 70% en 2005 à 87% en 2015 en milieu rural. Cependant, force est de reconnaître que ce taux a certes connu une évolution au fil du temps mais n'a pas atteint les résultats escomptés. De plus ce taux global varie d'une zone rurale à une autre. Cette disparité s'observe à travers 83% du taux d'accès dans les villes urbaines tels que Ouagadougou et Bobo-Dioulasso contre 76% dans les villes semi urbaines tels que Tenkodogo et Garango en 2015. Dans le souci de redresser le taux d'accès dans les villes semi urbaines, l'ONEA avec l'appui du ministère chargé de l'hydraulique, a élaboré un plan de développement en vue de renforcer leurs systèmes d'approvisionnement en eau potable. Afin d'assurer la continuité de son service, L'ONEA à travers ce plan de développement, recherche d'une part une synergie entre la croissance incontrôlée des besoins en eau et celle du territoire d'intervention et d'autre part une solution face à l'indisponibilité de la ressource en eau.

Le faible taux d'accès en eau des villes semi-urbaines s'explique par le fait que l'alimentation en eau potable de ces villes est confrontée à de nombreuses difficultés contraignant la population de ces villes, à de nouvelles habitudes inadaptées au style de vie de la population. Ces difficultés qui se manifestent par des baisses de pressions et ou des interruptions du service de l'eau durant 16 heures dans la ville et sont dues à :

- Une insuffisance de la production ;
- Une baisse de pression surtout aux heures de pointe ;
- Une croissance incontrôlée de la population et donc de la demande en eau ;

. Pour envisager des solutions pouvant soulager une partie des populations, un diagnostic du système d'approvisionnement en vue de déterminer les défaillances du réseau s'impose. Ce diagnostic devra permettre de situer l'impact qu'a l'état du réseau sur la qualité de service d'une part et d'autre part d'établir des solutions durables pour l'alimentation en eau de la ville.

L'objectif de cette étude est d'améliorer la desserte en eau potable de la ville de Tenkodogo en fournissant un outil d'aide à la décision de l'utilisation du barrage de Bagré face à l'indisponibilité de la ressource en eau à proximité du site d'intervention. Elle porte donc sur le diagnostic du réseau AEP de la ville de Tenkodogo et de la ressource en eau de cette ville

I. Présentation de la zone d'étude

1. Situation géographique

Tenkodogo est le chef-lieu de la région du Centre-Est de la province du Boulgou située au sud-est du Burkina Faso, entre les latitudes 10°54' et 12°3' nord et les longitudes 0°15' Est et 0°54' Ouest. La ville de Tenkodogo est distante de Ouagadougou de 185 km. Elle est à 100Km de la frontière du Togo et 80Km de celle du Ghana.

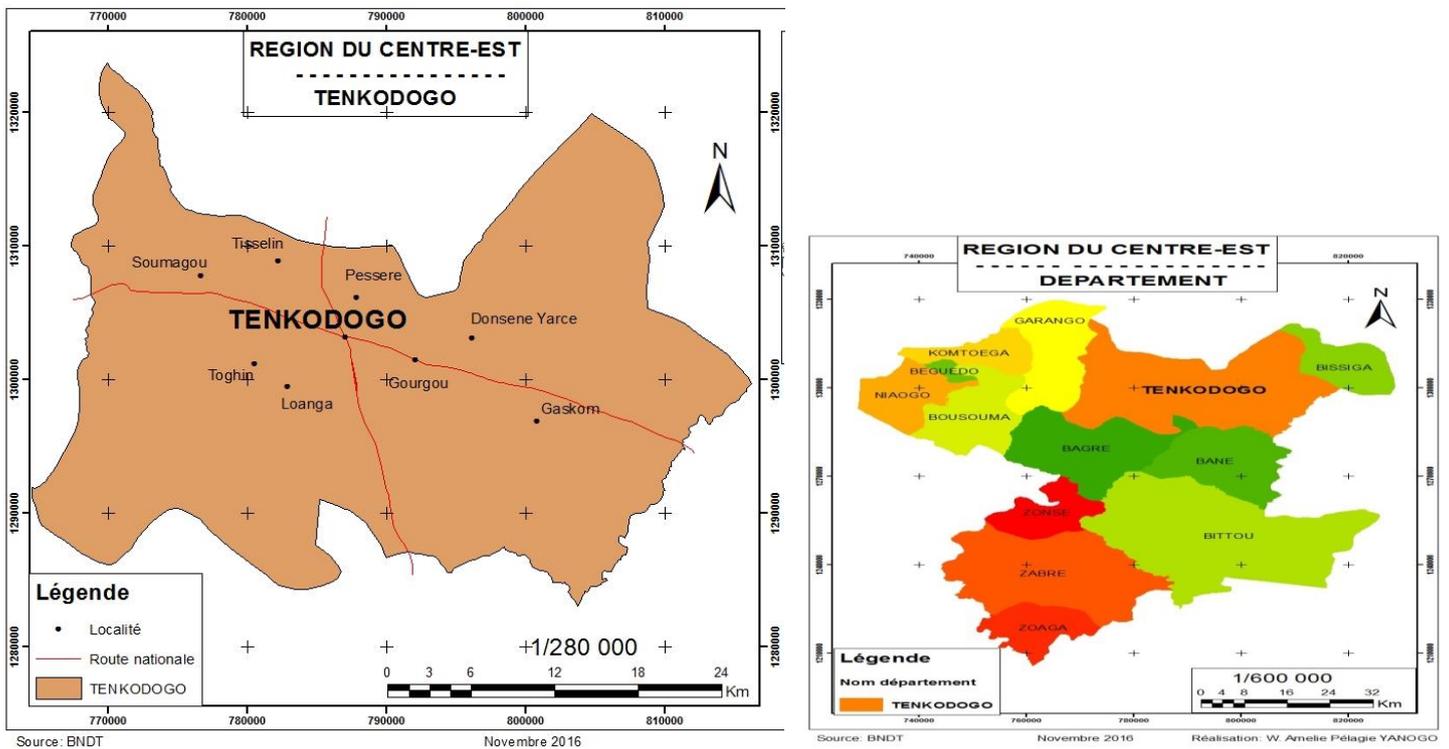


Figure 1: Localisation Tenkodogo chef-lieu de la province du Boulgou

2. Caractéristiques géographiques

Tenkodogo se trouve dans la zone climatique de type soudanien caractérisée par une longue saison sèche qui dure environ huit mois dans l'année et une pluviométrie moyenne annuelle de 800 mm répartie dans les mois de Juin à Septembre

La ville de Tenkodogo est parsemée d'affleurements rocheux surplombant nettement le niveau du sol ; ces formations rocheuses d'origine granitique sont parfois très étendues particulièrement dans la partie Sud-est de la ville. L'altitude moyenne peut être estimée à 300m.

La végétation type du climat soudanien est la savane arborée plus ou moins dégradée selon l'influence du climat et l'action de l'Homme.

La végétation dominante dans le centre-ville est constituée de manguiers de neems de caicédrats mais aussi de kapokiers, de baobabs et de nérés. (DANIDA, 2000)

3. Le potentiel en eau

Six cours d'eau à écoulement non permanent traversent la ville de Tenkodogo. Le plus important est appelé KULBALE. Il traverse le centre-ville avant de se jeter dans les affluents du Nakanbé. Deux barrages ont été construits sur le Kulbale. (DANIDA, 2000)

4. Historique de l'AEP de Tenkodogo

Le centre de Tenkodogo a été créé en 1981 dans le cadre du projet AEP 9 centres secondaires financés par la KFW et l'Etat burkinabè. Le système d'alimentation en eau de la ville est basé sur l'exploitation de la nappe d'eau souterraine. L'ONEA a mis en service le système en 1981 avec 3 forages (F1, F2 et F3). En 1982 deux nouveaux forages F4 et F5 ont été raccordés pour satisfaire la demande en eau de 22.000 habitants selon l'INSD.

A cette période, les forages alimentaient une bache de 100 m³. Un système de refoulement approvisionnait l'eau au réservoir en béton armé de 350 m³ avant d'être répartie dans 13 bornes fontaines à travers un réseau de 10 km. Les pompes de F1 et F2 ont été arrêtées depuis 1986 du fait que leurs débits étaient inférieurs à 3m³/h. Un nouveau forage F6 a aussi été raccordé en 1986. Enfin une campagne de 12 forages était réalisée en 1988 avec le raccordement de 5 de ces forages F7 à F 11. (ONEA, 2005)

5. Statut administratif

En 1973, la réorganisation administrative du territoire a conféré à la ville de Tenkodogo le statut de commune, c'est à partir de 1995 qu'elle est devenue une commune. Tenkodogo est aussi le chef-lieu de la province du Boulgou. Avec le récent découpage du territoire national en régions dans le cadre de la décentralisation, Tenkodogo devient également le chef-lieu de la région du Centre-Est.

6. Activités économiques (ONEA, 2005)

L'économie de Tenkodogo est dominée par les activités agro-pastorales. L'agriculture et l'élevage occupent 80% des habitants de la commune. Les autres activités sont :

- ✚ Le commerce assez bien développé du fait de la proximité avec le port de Lomé et le Ghana ;
- ✚ Les petits métiers comme la mécanique, la soudure, la menuiserie, la maçonnerie, la restauration, etc. ;
- ✚ L'artisanat (confection de nattes de paniers, de canaris et de quelques objets d'arts) qui demeure très peu développé dans la commune.

II. HYPOTHESE DE TRAVAIL ET/OU OBJECTIFS DU TRAVAIL

II.1. Contexte et justification du projet

Au Burkina Faso, des résultats importants ont été atteints en ce qui concerne la mise en place d'ouvrage dans le secteur de l'eau potable. Toutefois, des problèmes subsistent en terme d'approvisionnement liés à l'augmentation perpétuelle des besoins en eau, à l'insuffisance des ressources en eau et à la croissance spatiale continue du territoire d'intervention. De plus, des réponses doivent être apportées à la problématique de la gestion durable des infrastructures AEP déjà réalisées afin de garantir la viabilité et la pérennité des ouvrages. En témoigne les pénuries d'eau répétitives et les systèmes de refoulement insuffisants que rencontrent la plupart des villes au Burkina Faso en particulier celle de Tenkodogo.

Afin d'apporter des réponses à ces problèmes en vue d'améliorer durablement la qualité de service public et privé de l'eau dans la ville de Tenkodogo, l'Office National de l'Eau et de l'Assainissement a sollicité une étude portant sur le diagnostic du système de refoulement et sur une alternative relative à l'insuffisance en eau et au problème de distribution.

II.2. Objectif global et Objectifs spécifiques de l'étude

L'objectif global de cette étude est d'améliorer la desserte en eau potable de la ville de Tenkodogo à travers l'amélioration des pressions au niveau des nœuds et l'augmentation de la quantité de production.

Les objectifs spécifiques visés par ce projet sont les suivants :

- ✚ Evaluer le déficit en production et les insuffisances dans la distribution
- ✚ Déterminer un scénario de fonctionnement adéquat pour une optimisation de la distribution
- ✚ Proposer des mesures et réalisations pour l'amélioration de la desserte en eau

II.3. Résultats attendus

Les résultats attendus sont les suivants :

- ✚ Un rapport diagnostic est établi ;
- ✚ La demande actuelle et future est connue ;
- ✚ Une adéquation entre la production et la demande est établie;
- ✚ Les solutions techniques du dysfonctionnement constaté sont connues ;
- ✚ Les méthodes d'optimisation du réseau de distribution sont connues.

III. MATERIELS ET METHODES

III.1. Procédure suivie pour l'atteinte des objectifs

Pour l'atteinte des objectifs fixés par la présente étude, la démarche méthodologique suivante a été adoptée :

Dans un premier temps il a été question d'une visite sur le site dans le but d'examiner les différents ouvrages et de recueillir les données nécessaires à l'étude. Un traitement de données a ensuite été élaboré ce qui a conduit à :

- ☞ Un état des lieux des ouvrages sur le site ;
- ☞ Un état des potentialités de production ;
- ☞ Un état des consommations ;
- ☞ Une détermination des déficits actuels et futurs en eau ;

Ensuite, il a été question de modéliser le réseau en l'associant à une simulation d'état permanent courte durée afin de mieux appréhender le lien entre la production et la consommation. L'analyse de la modélisation a permis de mettre en évidence les différents problèmes du réseau. L'ensemble des simulations réalisées sont essentiellement

- Scénario reproduisant une alimentation simultanée de toutes les tournées avec une consommation spécifique de 36 l/jr/hbt ;
- Scénario reproduisant une distribution alternée avec une consommation spécifique de 36 l/jr/hbt ;
- Scénario reproduisant une distribution simultanée avec les forages F14 et F15 directement rattachée au réseau ;
- Scénario reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément avec une consommation spécifique.

Enfin il a été question

- ✚ De rechercher une autre source d'alimentation à partir des eaux de surfaces
- ✚ De détermination des ouvrages à mettre en place pour satisfaire la demande en eau de la population

III.2. Collectes et traitement de données

Cette phase a eu pour but de recueillir le maximum d'informations concernant la ville de Tenkodogo et le système d'AEP afin de mieux cerner les causes des problèmes cités plus haut. Il s'agissait :

- + De déterminer les caractéristiques climatiques et géographiques de la ville de Tenkodogo ;
- + De recueillir les données démographiques de la ville ;
- + D'évaluer les quantités de la production et de consommations des 10 dernières années tant au niveau des BP que des BF ;
- + De recueillir les consignes d'exploitation des forages existants ;
- + D'acquérir le programme de fonctionnement des pompes ;
- + De répertorier les caractéristiques des pompes existantes ;
- + De recueillir les caractéristiques physiques du barrage de Bagré ;
- + D'évaluer les apports et des pertes du barrage de Bagré ;
- + D'acquérir le fichier AS-400 de l'ONEA ;
- + Et tout autre document pouvant nous servir dans le cadre de la présente étude.

Ensuite, la phase de traitement des données recueillies nous a permis d'observer l'évolution de certains paramètres dans le temps. Ce sont entre-autres, l'évolution des productions et des consommations, la courbe hauteur-volume du barrage de Bagré, etc. Elle a permis d'extraire tous les paramètres nécessaires à la poursuite de notre étude.

III.3. Simulation du réseau

Durant cette phase, il a été question d'utiliser le logiciel EPANET afin d'observer le comportement des composantes du réseau. Plusieurs cas de simulations ont été réalisés dans le but de détecter d'une part le problème au sein du système et d'autres parts de retrouver la situation la plus adaptée au réseau d'AEP de la ville. La plupart des simulations ont été effectuées par le logiciel EPANET compte tenu de la taille du réseau. Cependant quelques cas de simulations ont été vérifiés par la méthode d'Hardy cross afin de s'assurer de la véracité des simulations. La procédure de simulation et la méthode de vérification sont décrites dans les paragraphes qui suivent.

Hypothèses de simulation

La simulation est une représentation simplifiée de la réalité au moyen d'un programme numérique. Certaines particularités sont négligées en vue de faciliter la représentation de cette

réalité. Dans notre cas par exemple, chaque abonné est alimenté à travers une conduite de petit ou moyen diamètre qui transporte l'eau jusqu'aux différentes parcelles alors que dans la simulation, l'on considère que les abonnés sont alimentés au niveau des nœuds du réseau.

III.4. Simulation avec le logiciel EPANET

III.4.1.1. Le principe de simulation

En ce qui concerne l'AEP, il s'agira de modéliser le trajet de l'eau depuis sa source jusqu'à sa distribution dans les différents ménages et les bornes fontaines. Aussi, il sera question d'observer le comportement des différentes composantes du réseau durant la circulation de l'eau pendant 24 heures.

L'exécution d'une simulation sur le logiciel EPANET nécessite plusieurs outils numériques dont le principal est ARCVIEW. Dans un premier temps, il est question de modéliser l'ensemble du réseau sur ARCVIEW tout en assignant les caractéristiques des composantes nécessaires à la simulation ; il s'agit entre-autre.

Tableau 1: Caractéristiques des composantes nécessaires pour la simulation

Composantes du réseau	Caractéristiques nécessaires
Conduites	Nature (pvc, fonte, acier), diamètre, rugosité, longueur
Les nœuds	Données altimétrique et planimétriques
Le réservoir	Données altimétrique et planimétriques

Une fois ce critère rempli, les parcelles sont à identifier grâce à un code établi à partir du numéro de tournée, la section, du numéro du lot et celui de la parcelle. Ce code permet d'allouer la demande de chaque parcelle récupérée sur le fichier *AS-400 de l'ONEA* grâce à l'outil DC water design par lequel on crée un point au centre des parcelles. La table de ces points, contenant la demande de la parcelle concernée est ensuite joint à celle des nœuds grâce à l'interface assign data by location dans l'outil geoprocessing. Ce processus permet d'allouer la demande de chaque parcelle au nœud le plus proche.

Par la suite, la somme des consommations par nœuds doit être effectuée sur les nœuds possédant les demandes de plusieurs parcelles.

Des vérifications sont enfin effectuées afin d'examiner si le réseau fonctionne bien et pourra être exporté vers EPANET.

III.4.1.2. Principe hydraulique de calcul du logiciel

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique qui, à travers des données d'entrées des éléments du réseau d'AEP tels que les conduites, les nœuds le réservoir permet de calculer le débit dans chaque conduite la pression à chaque nœud et la charge dans le réservoir et ce durant toute la simulation.

La méthode utilisée par EPANET pour calculer les équations de pertes de charges et de conservation de la masse qui caractérisent l'état hydraulique du réseau à un instant donné peut être décrite par le nom « approche hybride de nœud-circuit »

La relation entre le débit et la perte de charge est $H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2$

H_i = la charge au nœud i

h = la perte de charge

Q_{ij} = débit transitant entre le nœud i et j

N = exposant du débit et m = le coefficient de pertes de charges singulières

En ce qui concerne la conservation de la masse l'équation qui la caractérise est la suivante :

$$\sum_j Q_{ij} - D_i = 0$$

D_i = la demande au nœud i

Q_{ij} = débit qui transit entre le nœud j et le nœud i

La méthode du Gradient commence par une estimation initiale des débits dans chaque tuyau, qui peut ou non répondre à l'équation de conservation de la masse. A chaque itération de la méthode les nouvelles charges aux nœuds sont obtenues en résolvant l'équation matricielle suivante.

$$AH = F$$

A = Une matrice Jacobienne ($N*N$) ;

H = Vecteur représentant les charges inconnues aux nœuds ;

F = Un vecteur contenant les termes du côté droit.

(ROSSMAN, 2001)

Les données d'entrées et de sorties des éléments du réseau

Les nœuds

Les données d'entrée et de sorties des nœuds sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau 2: récapitulatif des données d'entrées et de sorties au niveau des nœuds

Nœuds	
Ensemble des données d'entrées	Ensemble des données de sorties
Demande	Charge
Altitude	Pression
Coordonnées	Qualité

L'altitude et les coordonnées des nœuds ont été obtenues grâce au logiciel GOOGLE EARTH. Ces coordonnées sont ensuite importées sur le Logiciel COVADIS ce qui permet de faire apparaître les courbes de niveaux avec une équidistance précise.

Le réseau préalablement conçu et géo référencié sur COVADIS, est superposé aux courbes de niveau. (Voir Annexe I)

Le réseau est aussi exporté vers ARCVIEW grâce à logiciel MAPINFO. ARCVIEW permet de renseigner plus aisément l'altitude des différents nœuds.

En ce qui concerne les demandes comme précisé plus haut, elles ont été récupérées dans le fichier As 400 du service clientèle de l'ONEA. L'affectation des demandes par parcelles a été effectuée grâce au logiciel ARCVIEW. (GTZ/ONEA , 2003)

Il est important de préciser que d'autres logiciels auraient pu être utilisés en lieu et place de ceux qui ont été cités dans les paragraphes précédents. Cependant pour des questions de disponibilité et d'accessibilité, notre choix s'est porté sur ces derniers.

Les conduites

Les données d'entrée et de sortie des conduites ont été résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3: Données d'entrées et de sortie au niveau de la conduite

Conduite	
Données d'entrée	Données de sortie
Longueur	Débit
Diamètre	Vitesse
Rugosité	Perte de charge

Les deux paramètres sont connus ; par contre le dernier paramètre dépend de la formule utilisée pour le calcul de perte de charges.

✚ Le réservoir

Tableau 4: Données d'entrées et de sorties au niveau du réservoir

Réservoir	
Ensemble des données d'entrées	Ensemble des données de sorties
L'altitude du radier	Débit d'entrée
Niveau initial de l'eau	Niveau
Niveau minimal	
Niveau maximal	

III.4.2. Vérification avec la méthode de Hardy cross

Les simulations ont été vérifiées par la méthode de Hardy cross qui obéit à deux principes que sont :

Equilibre des débits : En chaque nœud la somme algébrique des débits entrants et sortants est nulle en affectant du signe + les débits entrants et du signe – les débits sortants du nœud

Equilibre des pertes de charges : Le long de chaque maille du réseau, la somme algébrique des pertes de charge est nulle en affectant le signe + pour les écoulements dans le sens des aiguilles d'une montre (convention) et du signe – dans le sens inverse (BOVIN, 1986)

III.4.3. Propositions de solutions

Dans cette phase, les solutions qui ont été proposées ont pour but d'apporter des réponses précises à certains problèmes notés sur le fonctionnement du réseau. Ce sont :

- ✚ De proposer des solutions afin d'améliorer les pressions dans le réseau;
- ✚ De proposer des solutions afin de favoriser l'écoulement et de minimiser les pertes de charges constatées ;
- ✚ De trouver de nouvelles sources en eau afin de palier à l'insuffisance de la production ;
- ✚ De prouver que ces nouvelles sources d'approvisionnement sont capables de résoudre le problème sans pour autant en créer d'autres ;
- ✚ De proposer une solution de renforcement du système d'AEP déjà existant.

La recherche de solutions passera par un certain nombre de dimensionnement. Il s'agit entre autre

- ☞ Du dimensionnement de la conduite de refoulement

Formule de Bresse $D = 1.5 \times Q^{0.5}$

Formule de Bresse modifié $D = 0.8 \times Q^{0.33}$

Formule de Munier $D = 1 + 0.02 \times n \times Q^{0.5}$ Avec n (le nombre d'heure de pompage) Q en m^3/s

Il faut noter aussi que les pertes sur la conduite ont été calculées par la formule de **Colebrook, Calmon&Lechapt**

$$J = a \times \frac{Q^n}{D^m} \times L \quad \text{avec :}$$

$$a = 1.601 \times 10^{-3}$$

$$n = 1.975$$

$$m = 5.25 \text{ pour le PVC}$$

- ☞ Du dimensionnement du ballon anti béliet à partir de l'abaque de VIBERT
- ☞ De la détermination de la capacité du réservoir à partir de la méthode des tableaux
- ☞ Du dimensionnement des pompes dont les conditions de non cavitation seront basées sur le NPSHr

NPSH est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

La formule suivante a été utilisée :

$$NPSH = 10(m) - h(m) - ja(m)$$

$$h(m) = \text{hauteur géométrique d'aspiration}$$

$$ja(m) = \text{pertes de charges à l'aspiration}$$

IV. RESULTATS ET DISCUSSION

IV.1. Description du système existant

Elle a pour objectif de réaliser la situation de la ressource en eau disponible de la ville ainsi que celle du réseau d'AEP. De plus, les besoins et les demandes journaliers seront établis afin de permettre une comparaison entre les ressources en eau disponible et la demande.

IV.1.1. Description de la ressource en eau

La source d'alimentation en eau potable de la ville de Tenkodogo est essentiellement souterraine. Elle se fait à partir de 19 forages (voir annexe 2) équipés de pompes immergées de débit cumulé de 65 m³/h. La majorité des eaux provenant de ces forages est collectée dans une bache de capacité 100 m³ avant d'être refoulée avec un débit de 61 m³/h dans le réservoir en béton armé de capacité 350 m³ puis dans celui métallique de capacité 100 m³. L'eau des autres forages est directement refoulée dans le réservoir en béton armé.

Ces forages alimentent les populations de la ville avec des débits compris entre 3 et 15 m³/h avec plus de 60 % des forages ayant un débit inférieur à 7 m³/h. (ONEA, 2015)

IV.1.2. Le réseau de refoulement

IV.1.2.1. Description du réseau de refoulement (Annexe II)

Le réseau de refoulement se situe d'une part entre les différents forages et la bache et d'autre part entre la bache et le réservoir. Le système fonctionne comme suite : L'eau des 5 stations provenant des 23 forages est collectée dans trois conduites en PVC dont deux sont de diamètre 160 et un de diamètre 90 mm avant d'être rejetée dans la bache. De la bache, elle est refoulée dans le réservoir en béton armé puis dans celui métallique grâce à trois pompes disposées en parallèles.

Selon la position de la source de captage, l'adduction en eau peut être gravitaire ou par refoulement. Lorsque la source de captage est à une altitude supérieure au réseau de refoulement y compris l'ouvrage de stockage, l'adduction est dite gravitaire mais lorsqu'elle est à une altitude inférieure au réseau au point d'avoir recours à des machines pour refouler l'eau de la source de captage vers l'ouvrage de stockage, l'adduction est dite être par refoulement. (GOMELLA.C, 1974)

Le réseau de refoulement se trouve dans ce dernier cas. C'est ainsi que près de 20 pompes travaillent en moyenne 6 heures par jour pour garantir le service de l'eau auprès des abonnés.

IV.1.2.2. Caractéristiques des pompes de refoulement

Il s'agit essentiellement de turbopompes qui grâce à la force centrifuge transmettent de l'énergie au liquide pour favoriser son déplacement. Dans la turbopompe l'eau est véhiculée vers le corps de la pompe grâce à une roue semi ouverte en bronze de type centrifuge : la pompe est dite monocellulaire de type centrifuge. Le débit effectif des trois pompes est de 27,44 l/s. Les pompes sont présentées dans l'image ci-dessous



Figure 2: Pompes de refoulement des eaux de la bache

IV.1.2.3. Le Rendement du réseau de refoulement

Tableau 5: Rendement du réseau de refoulement des 5 dernières années

	2011	2012	2013	2014	2015
Eau brute(m³)	480 045	510 847	518 378	592 478	568 769
Production (m³)	404 250	414 522	421 086	488 250	466 635
Rendement moyen	84%	81%	81%	82%	82%

Depuis 2011, ce rendement est estimé à plus de 80 %. Mais les deux dernières années montrent une baisse du taux de rendement ce qui peut s'expliquer soit par des fuites apparentes liées aux consommations non autorisées ou au mauvais état des compteurs, soit par les fuites réelles liées aux pertes en eau dans les conduites d'adductions et de refoulement et aux débordements de ouvrages de stockages. L'analyse de la fiche des statistiques des fuites montre que les pertes d'eau dans le réseau de distribution et de refoulement sont pour la plupart dues aux fuites apparentes.

IV.1.2.4. Evolution de la production mensuelle (annexe 4)

Les productions les plus importantes sont enregistrées au mois d'Octobre, Novembre, Décembre et Janvier. Les moins importantes sont quant à elles enregistrées au mois de Juin, Juillet Août et Septembre. La figure suivante, présente l'évolution de la production de l'année 2015.

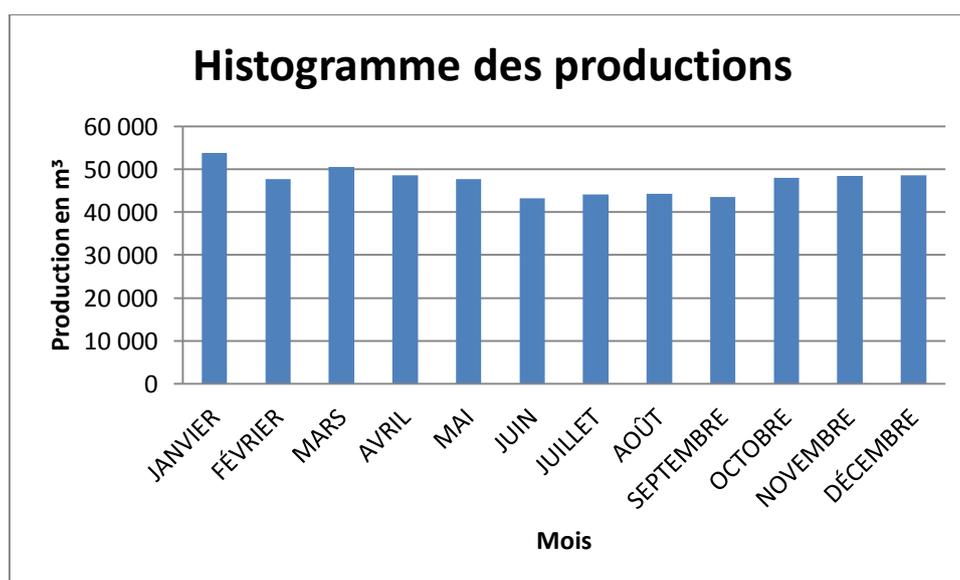


Figure 3: Evolution des productions mensuelles de 2015

On remarque alors que les productions les moins importantes s'observent pendant la saison pluvieuse lorsque la nappe se recharge alors que les productions importantes sont observées pendant la saison sèche et froide qui correspond à la période de décharge de la nappe.

IV.1.3. Le réseau de distribution

IV.1.3.1. Description du réseau de distribution

Le réseau de distribution a une longueur totale de 92 921 km. La longueur du réseau a connu une évolution d'environ 48 km ces 5 dernières années (voir annexe5).

Il existe deux types de distribution selon la position de la ressource en eau: La distribution par refoulement distributif et la distribution par gravitaire. (DUPONT, 1977)

La distribution gravitaire est une distribution favorisée par la dénivelée. Elle est effectuée grâce à un ouvrage de stockage qui domine hydrauliquement le réseau.

La distribution par refoulement distributif est adoptée lorsque le réseau ne présente pas d'ouvrage de stockage. Dans certains cas, quand bien même un ouvrage de stockage est présent, une conduite relie le captage d'eau au réseau de distribution. (GOMELLA.C, 1974)

Le réseau d'AEP de Tenkodogo bénéficie d'une distribution gravitaire.

IV.1.3.2. Taux de couverture de la ville par le réseau

Les parcelles pouvant accéder à ce réseau sont situées à environ 50 mètres du réseau. Sur 8350 parcelles répertoriées et enregistrées sur l'ensemble de la ville seulement 2 500 d'entre elles possèdent un branchement. Aussi sont présents dans la ville 23 forages. Le nombre total des abonnés de l'ONEA est d'environ 3 183 en considérant les normes de l'ONEA et celles du PNAEPA stipulant qu'un branchement effectué équivaut à l'alimentation en eau potable de neuf (9) personnes et une borne fontaine établit permet rend l'eau potable accessible à 500 personnes.

Le taux de couverture d'une ville est le rapport entre le nombre d'habitants alimentés en eau potable par l'ONEA et celui de la ville. Celui de la ville de Tenkodogo est de 79%, comme présenté dans le tableau suivant.

Tableau 6: Taux de couverture de la ville en 2015

	Population desservie	Population totale	Taux de couverture
Branchement privé	22500	60637	79.15%
Bornes fontaines	25500		

La distribution effectuée par ce réseau se trouve être alternée pour permettre à l'eau d'atteindre les périphéries de la ville. Ainsi chaque 8 h des plombiers sont chargés de fermer certaines vannes afin de diriger l'eau vers une zone bien précise.

IV.1.3.3. Le rendement du réseau de distribution

Dans le tableau suivant, nous présentons la répartition du réseau de distribution entre 2011 et 2015.

Tableau 7: Rendement du réseau de distribution des 5 dernières années

	2011	2012	2013	2014	2015
Production (m³)	480 045	510 847	518 378	592 478	568 769
Consommation (m³)	404 250	414 522	421 086	488 250	466 635
Rendement moyen	84%	81%	81%	82%	82%

(ONEA, 2015)

Nous remarquons que depuis 2011 le rendement du réseau de distribution se situe autour de 80%. Pourtant l'un des objectifs de l'ONEA en termes de rendement du réseau de distribution est de le ramener à 86% dans les centres secondaires. La différence entre le rendement réel et celui visé s'explique par le fait que les pertes des charges au niveau du réseau de distributions sont élevées.

IV.1.4. Consommation de la ville

Une grande majorité des habitants de la ville de Tenkodogo s'alimente en eau potable à travers les bornes fontaines. Les branchements privés, les PMH et les puits existent mais sont les moins utilisés.

IV.1.4.1. Variation de la consommation mensuelle (annexe 6)

La répartition des consommations de l'année 2015 est établie dans les graphes ci-dessous

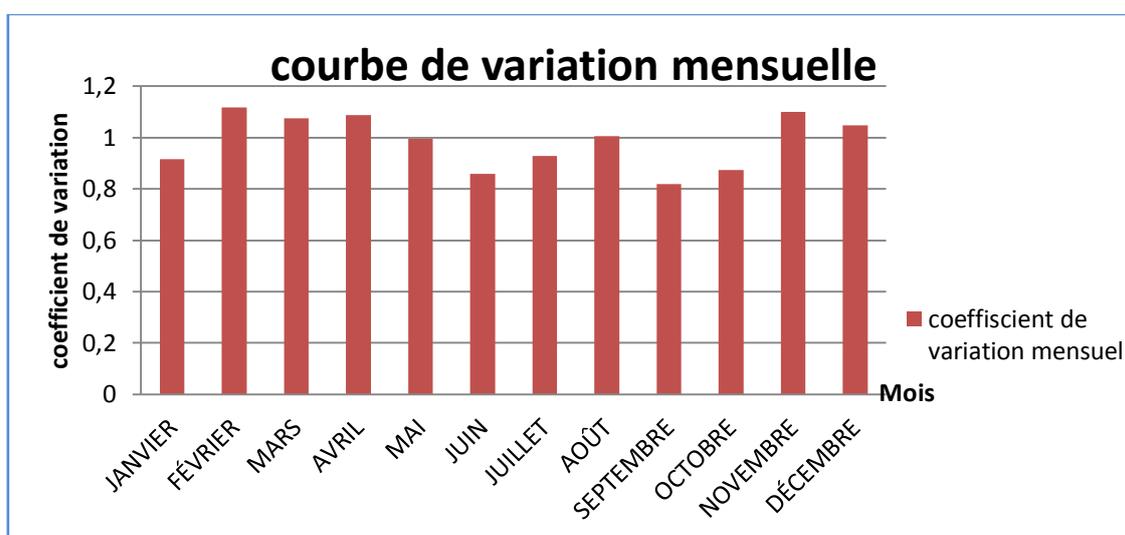


Figure 4: Variation de la consommation mensuelle

Tandis que les fortes consommations sont enregistrées dans les mois de Février, Mars, Avril et Novembre, les faibles consommations sont enregistrées dans le mois Janvier, Juin et Septembre. Cette variation de consommation d'un mois à un autre dépend du type de climat qui règne durant la période. Ainsi les fortes consommations se produisent lors des mois les plus chauds alors que celles de faibles consommations se produisent lors des mois les plus froids et ou les plus humides.

IV.1.4.2. Variation de la consommation horaire (annexe 7)

L'évolution de la consommation horaire, enregistrée grâce à un débitmètre placé à l'aval du réservoir le 12 Avril 2016, est consignée dans le graphe ci-dessous

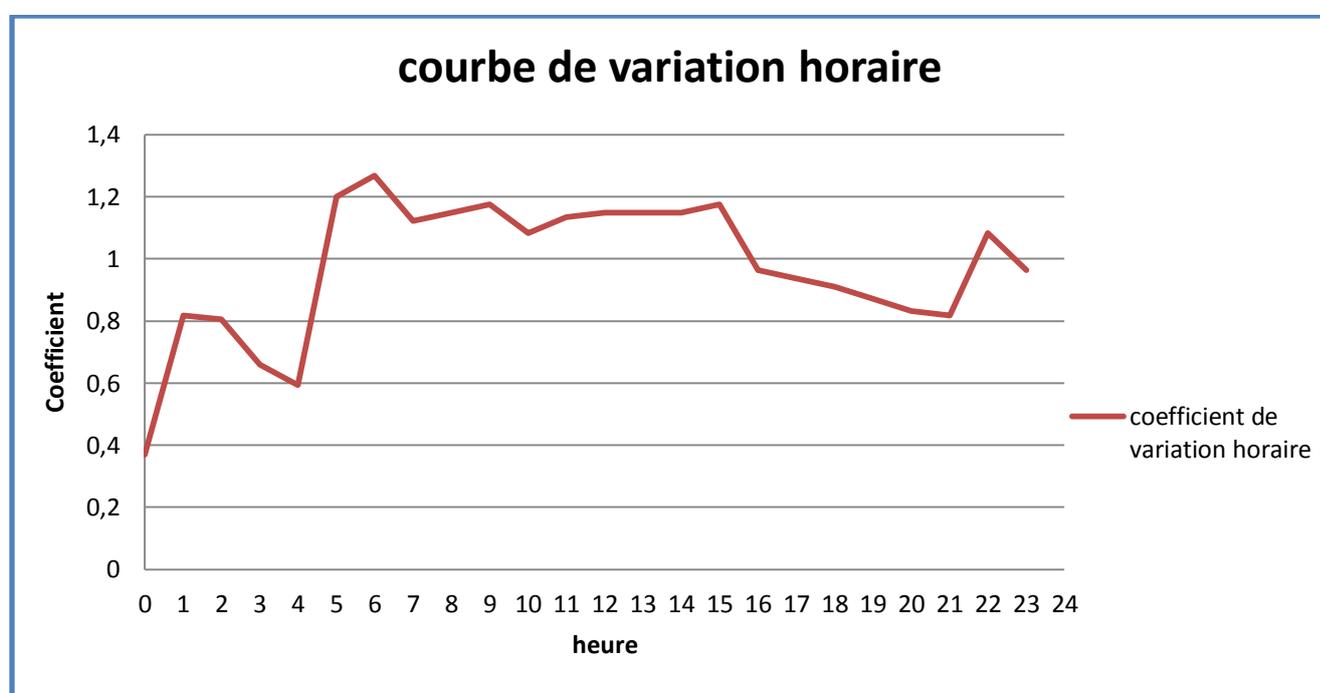


Figure 5: Variation de la consommation horaire

Les fortes consommations de la journée sont enregistrées à 6 heures et 15 heures. A ces heures, la plupart des habitants de la ville, bénéficiant d'un branchement se préparent pour vaquer à leurs occupations tandis que ceux s'alimentant aux bornes fontaines s'activent en ces lieux pour les besoins de la journée et pour ceux de la nuit.

IV.1.4.3. Variation de la consommation annuelle (annexe 8)

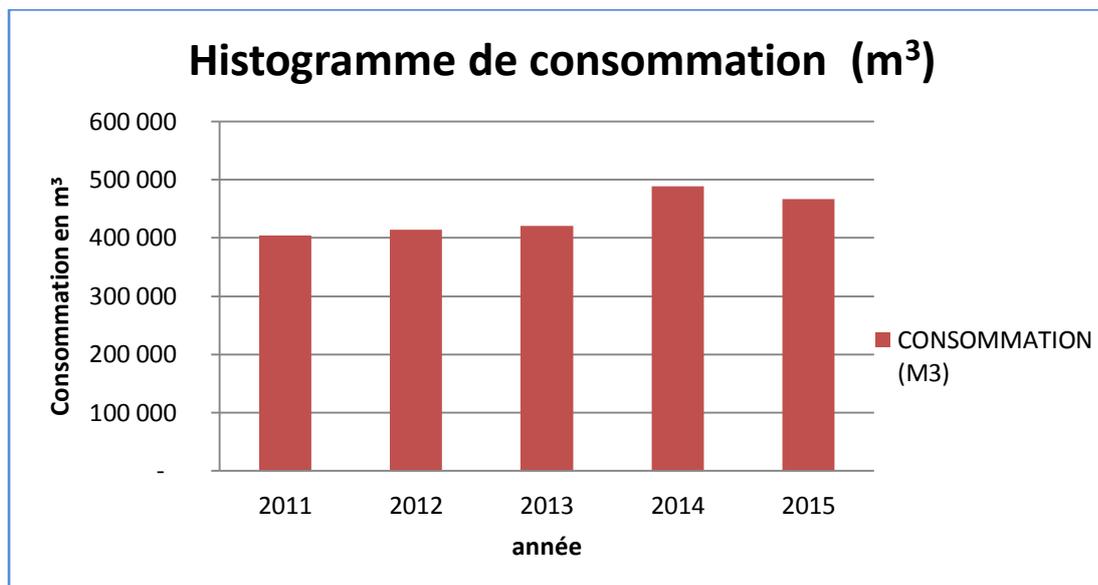


Figure 6: Evolution de la consommation des 5 dernières années

De 2011 à 2014 l'évolution de la consommation en eau était ascendante. On remarque par contre que l'année 2015 a été marquée par une baisse de la consommation. En considérant l'évolution de la production en eau de ces 5 dernières années, on se rend compte que 2015 a connu une baisse de la production. Ces deux variables étant intrinsèquement liées par le rendement du réseau de distribution on se rend compte que la baisse de la consommation est due à la baisse de la production.

IV.1.5. Analyse des branchements particuliers

Le centre de Tenkodogo comptait en 2015 3184 abonnés actifs alimentant environ 36 000 habitants soit 59% de la population totale. Le nombre de personne par branchement est donc de 12 en lieu et place de 9 personnes par branchement comme le stipule les normes de l'ONEA. En considérant la consommation totale de cette année qui est de 467 000 mètres cube, il en ressort que la consommation spécifique au niveau des branchements particuliers est de 36.03 litres par habitant et par jour. Ce chiffre est très en deçà des normes admises par l'OMS qui recommande une consommation de 50l/jr/hbt pour une vie descente.

Le graphe suivant montre l'évolution du nombre de branchements particuliers depuis 2003

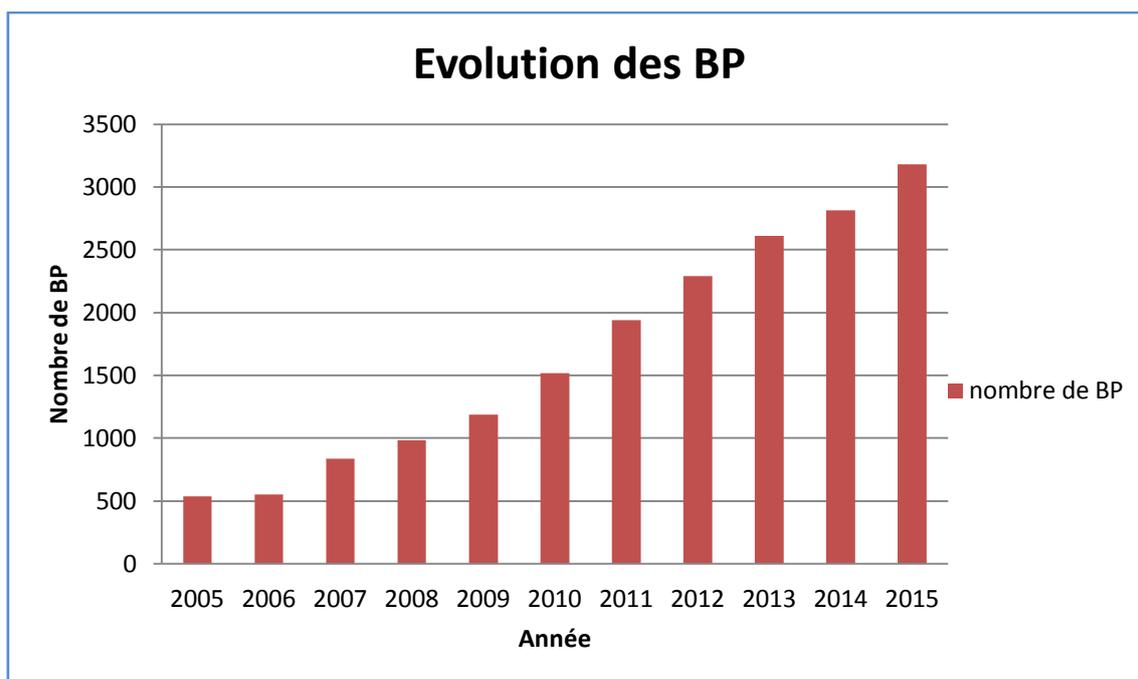


Figure 7: Evolution du nombre de BP des 10 dernières années

IV.1.6. Analyse des bornes fontaines

En 2015 42% des habitants de la commune de Tenkodogo se sont alimentés à partir de 50 bornes fontaines sur un total de 64 présente dans la ville. Le graphe suivant montre l'évolution de la moyenne de la consommation journalière par an de BF depuis 1999. Il présente un taux d'évolution global du nombre de 1.89% par an

L'évolution des consommations journalières au niveau des bornes fontaines est décrite dans le graphe ci-dessous

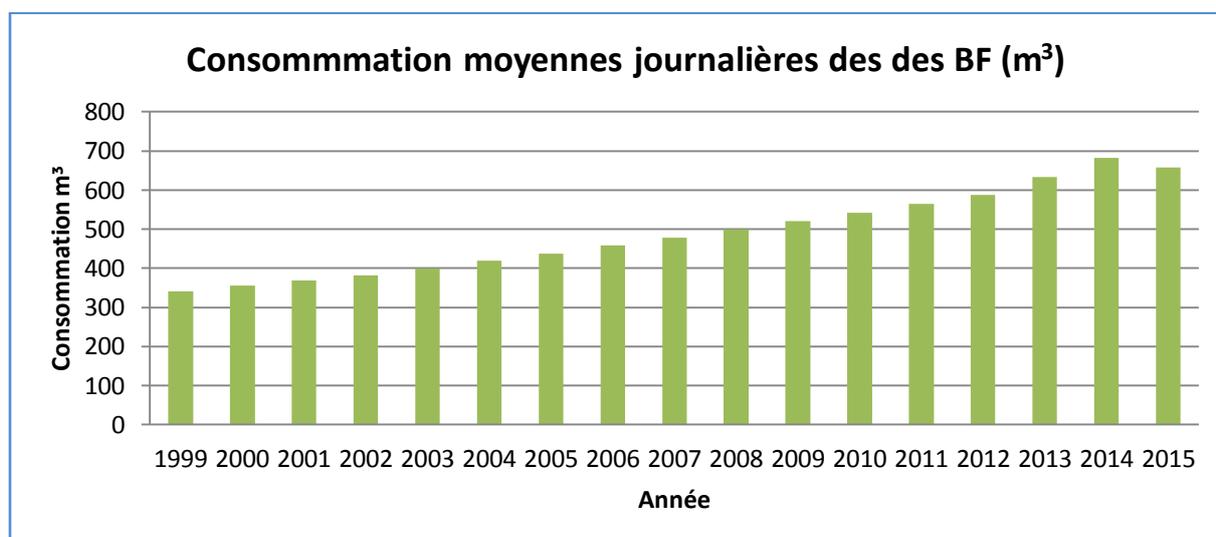


Figure 8: Evolution de la consommation aux BF

IV.2. Etude de l'adéquation Ressources en eau et des besoins en eau actuels / Ressource en Eau besoins en eau futurs

IV.2.1. Evaluation de la production journalière

La production moyenne journalière de la ville de Tenkodogo est de 1 677 m³ pour l'année 2015. Cette production provient essentiellement de 19 forages dont les consignes d'exploitations sont précisées en annexe 2.

IV.2.2. Evaluation des besoins journaliers annexe 1

Selon le recensement général de la population et de l'habitation en 2006 faite par l'INSD, le nombre d'habitant de la commune de Tenkodogo est estimé en 2015 à 60 637 habitants avec un taux d'accroissement de 3.5 %, le nombre d'habitant en 2030 sera d'environ 101.588 habitants.

Pour une vie descente, Le PN AEPA recommande une consommation spécifique à 50l/jr/hbt au niveau des BP et de 36l/jr/hbt au niveau des BF. Aussi, il faut noter que le taux de desserte est de 70%. Le rendement du réseau distribution et celui de refoulement est de 80%. Les besoins journaliers déduits de ces données sont donc estimés en 2015 en 2 200 m³ et en 2030 à 4 800 m³. Voir annexe 1.

IV.2.3. Détermination du déficit à court terme annexe 3

En considérant la production journalière de l'ensemble des forages qui s'élève à 1 667 m³ par jour le déficit s'élève à près de 533 m³.

IV.2.4. Détermination du déficit à long terme annexe 3

En considérant la production journalière de l'ensemble des forages qui s'élève à 656 m³ par jour le déficit s'élève à près de 4 144 m³.

Pour la détermination des solutions à long terme on a supposé que tous les forages dont les débits sont inférieurs à 10m³/h seront en arrêt afin de rechercher des solutions durables.

IV.3. RESULTATS ET INTERPRETATION DE LA SIMULATION DU RESEAU

L'objectif des simulations est d'observer le comportement du réseau lors de l'exécution de différents scénarios. Il est important de signaler que tous les scénarios seront exécutés avec les

consommations du jour de pointe ; les observations faites sur les composantes du réseau ont été effectuées à 6 heures du matin.

IV.3.1. Scénario reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément

✚ Analyse des débits des pompes

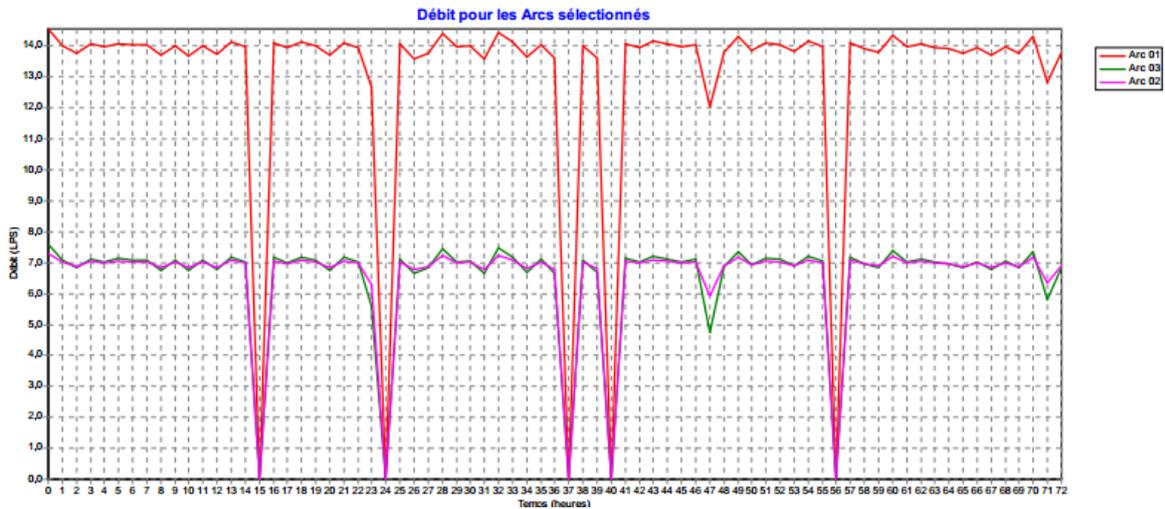


Figure 9: Courbe d'évolution du débit des pompes de refoulement des eaux de la bache durant 72 heures

✚ Analyse des pressions

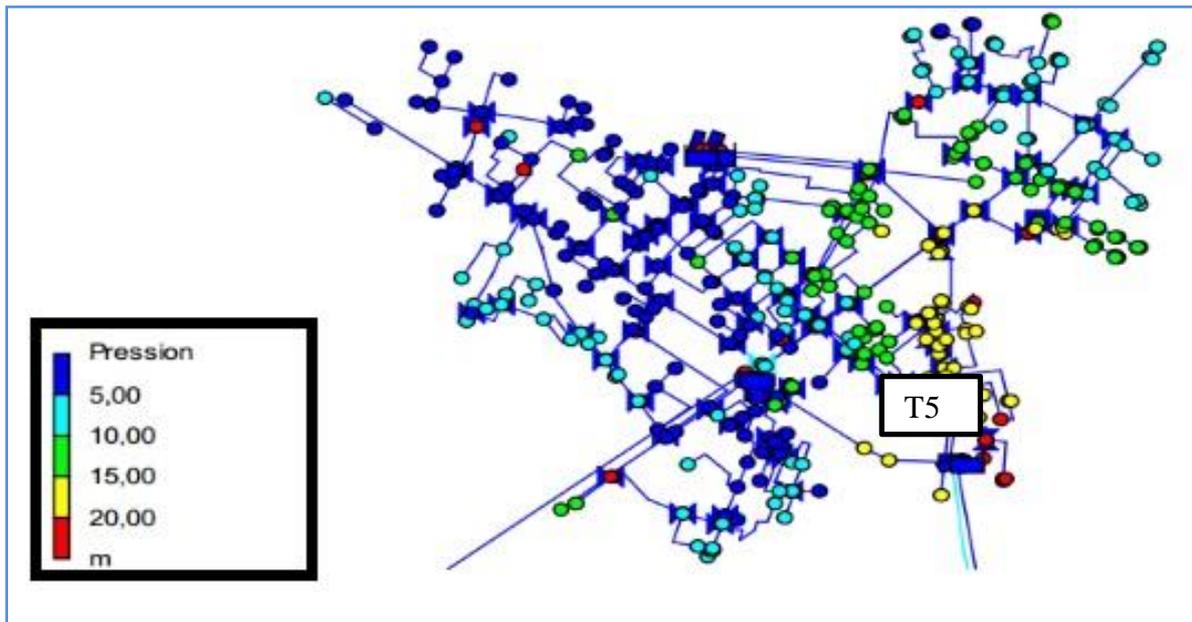


Figure 10: Carte des nœuds dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément

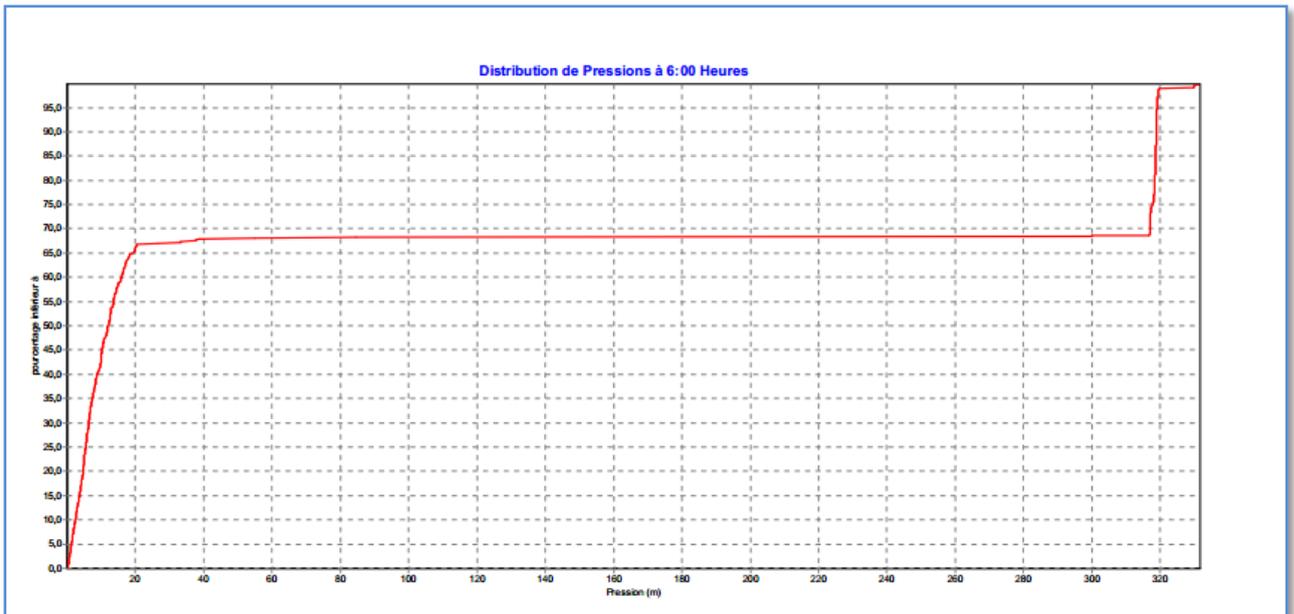


Figure 11: Distribution de la pression dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément

Il faut noter que les nœuds portant des pressions extrêmes sont peu nombreux et sont situés, en ce qui concerne les pressions positives extrêmes, près des réservoirs et en ce qui concerne les pressions négatives, très éloignés du réservoir.

Aussi, 11% des nœuds ont une pression inférieure 5 m. Ces nœuds appartiennent aux tournées T6 et T7.

21% des nœuds ont une pression comprise entre 5 et 10 m. Ces nœuds appartiennent aux tournées T3 et T4.

30% des nœuds ont une pression comprise entre 10 et 20 m. Ces nœuds appartiennent aux tournées T1 T2 et T5.

36% des nœuds ont une pression supérieure à 20 m. Ces nœuds sont situés pour la plupart sur le réseau principal.

Les cartes des nœuds sont établies en annexe 9 à 5 heures d'intervalles

✚ Analyse de la vitesse dans les conduites

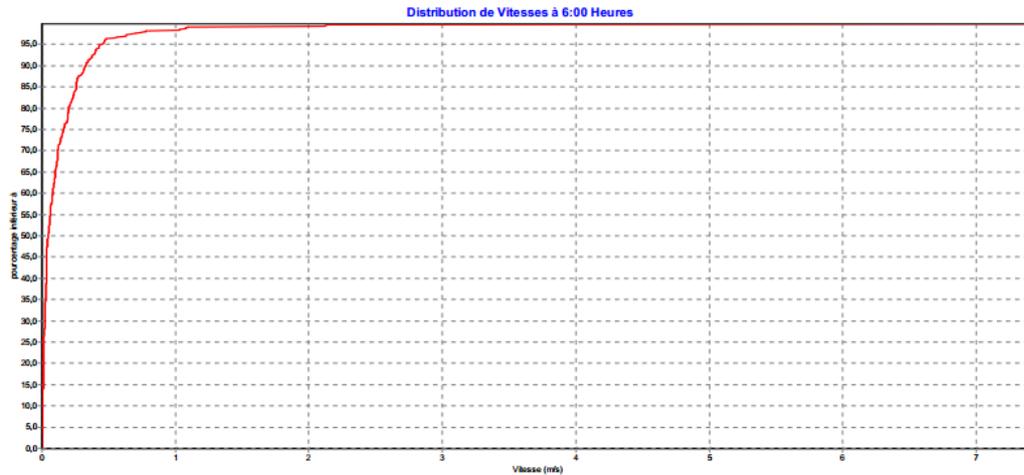


Figure 12: Distribution des vitesses dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément

Les vitesses dans les conduites du réseau varient de 0 à 2.2 m/s avec environ 90% des conduites ayant une vitesse inférieure à 0.3m/s. Ceci s'explique soit par le fait que les diamètres des conduites sont trop grands soit par le fait que les demandes au niveau des points de services sont faibles. Et pourtant ces deux derniers paramètres à savoir la demande et le diamètre des conduites sont intrinsèquement liés. Cependant en considérant que les branchements n'ont pas été réalisés de manière professionnelle, on se retrouve avec des diamètres de conduite qui n'ont pas de lien avec la demande.

Ceci porte préjudice à la qualité du service de l'eau étant donné que la plupart des conduites ont une vitesse bien en deçà des normes requises. Il y a donc dépôts dans les conduites provoquant le colmatage de ces dernières.

📊 Analyse du niveau de l'eau dans les réservoirs

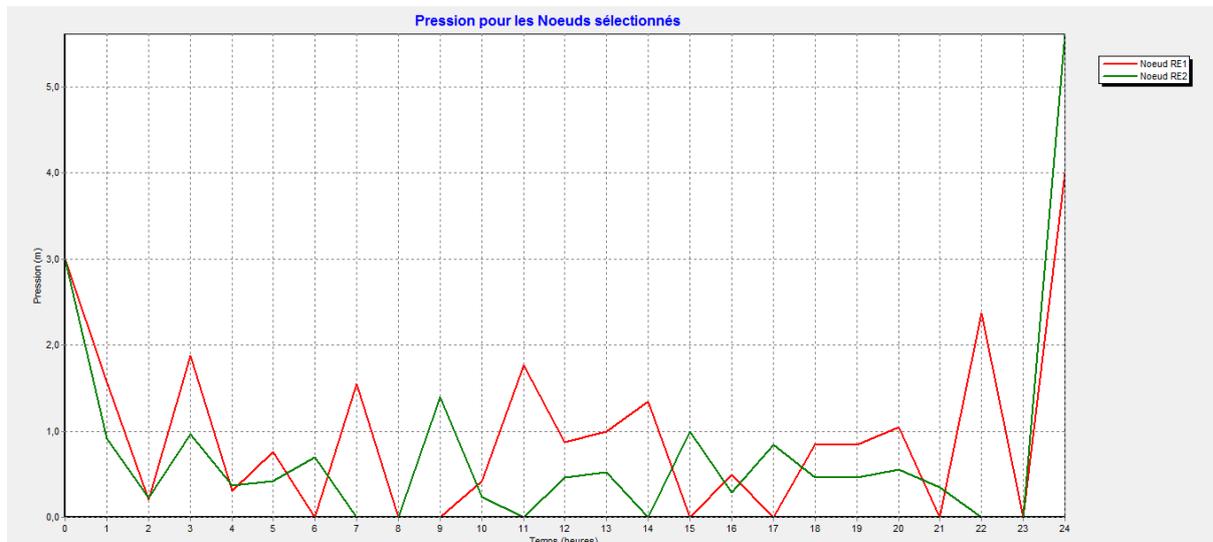


Figure 13: Evolution de la charge au niveau des réservoirs dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément

En ce qui concerne le réservoir R2 ce niveau est maintenu en dessous de 1 mètre pendant toute la durée de la simulation.

Pour ce qui est du réservoir R1 la charge atteint par moment 2 mètres et ceci se passe entre 2 heures et 3 heures du matin entre 7 heures et 8 heures du matin entre 11 heures et 14 heures et à 23 heures.

Les réservoirs R1 et R2 peinent à dépasser les barres respectifs de 2 mètres et 1 mètre durant toute la durée de la simulation. On n'en conclut donc que le débit de refoulement des pompes n'est pas assez suffisant pour remplir les réservoirs mais celui de la consommation l'est pour vider les réservoirs.

D'où l'urgence de trouver une autre source d'alimentation en eau potable.

IV.3.2. Vérification du Scénario reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément par la méthode d'Hardy cross

En ce qui concerne le calcul par la méthode d'Hardy cross, il faut rappeler que le réseau a été simplifié en vue de faciliter sa représentation numérique. Cependant la demande au niveau des nœuds principaux reste inchangée. Le réseau simplifié est représenté par la figure ci-dessous

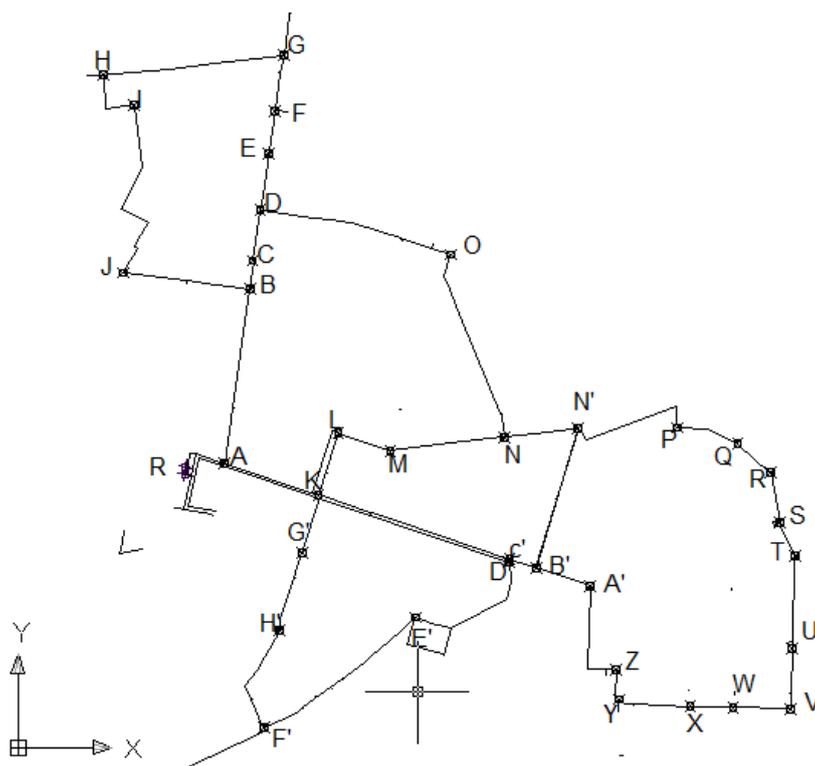


Figure 14: Réseau maillé simplifié de la ville de Tenkodogo

Le tableau suivant présente les résultats de calcul de vitesse, des pertes de charges des débits dans les conduites et aussi les résultats de pression au niveau des nœuds principaux.

Tableau 8: Résultats de la méthode de Hardy Cross dans le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément par la méthode d'Hardy cross

Tronçon	D (m)	vitesse	Hr	Q corr	Pdyn
RA	0,11	1,80	6,585	0,015 7	5,54
AB	0,11	0,48	1,806	0,005 5	3,77
BC	0,11	0,34	0,161	0,004 3	2,39
CD	0,063	0,92	3,615	0,003 9	-0,72
DE	0,09	0,84	2,160	0,003 9	-2,06
EF	0,09	0,70	1,139	0,003 0	-3,16
FG	0,09	0,64	1,261	0,002 6	-3,54
GH	0,09	0,06	0,062	-0,001 0	-1,45
BJ	0,09	0,17	-0,263	-0,002 5	1,30
JI	0,09	0,08	-0,113	-0,001 9	2,61
IH	0,063	0,13	-0,064	-0,001 8	-1,01
Total			9,764		

II					
Tronçon	D (m)	vitesse	Hr	Q corr	Pdyn
AK	0,11	1,33	6,991	0,0102	5,494
KL	0,11	0,93	4,268	0,0064	1,496
LM	0,11	0,77	1,377	0,0049	4,779
MN	0,11	0,77	2,856	0,0048	2,383
NO	0,09	0,58	3,392	0,0012	0,491
OD	0,09	0,45	1,388	0,0004	-15,417
AB	0,11	0,48	-1,806	-0,0055	7,391
BC	0,11	0,34	-0,161	-0,0043	6,332
CD	0,063	0,92	-3,615	-0,0039	9,947
Total			14,69		

III					
Tronçon	D (m)	vitesse	Hr	Q corr	Pdyn
KC'	0,110	0,38	1,378	0,0032	14,80
C'D'	0,090	0,06	0,001	-0,0001	14,74
D'E'	0,090	0,28	0,676	0,0013	11,82
E'F'	0,110	0,12	0,164	0,0007	11,82
D'G'	0,110	0,19	0,495	0,0013	3,64
G'H'	0,063	0,46	1,549	0,0009	7,09
H'F'	0,153	0,06	0,020	0,0007	9,76
Total			2,220		

Iv					
Tronçon	D (m)	vitesse	Hr	Q corr	Pdyn
NN'	0,160	0,16	0,067	0,002	3,81
N'P	0,090	0,51	1,927	0,002	1,84
PQ	0,090	0,46	0,780	0,002	-3,34
QR	0,090	0,38	0,389	0,002	-5,63
RS	0,090	0,14	0,072	0,000	-5,48
ST	0,090	0,18	0,084	0,000	-6,01
TU	0,090	0,11	0,092	0,000	-7,24
UV	0,090	0,07	0,023	0,000	-4,17
VW	0,090	0,06	0,018	-0,001	-4,80
WX	0,090	0,05	0,010	-0,001	-2,68
XY	0,110	0,03	0,005	-0,001	2,95
YZ	0,110	0,02	0,001	-0,001	1,34
ZA'	0,063	0,06	0,051	-0,001	3,35
A'B'	0,063	0,01	0,001	-0,001	5,90
N'B'	0,063	0,01	-0,003	-0,001	5,90
Total			3,517		

Les résultats de la méthode d'Hardy cross confirment ceux d'EPANET à quelques différences près au niveau des pressions. Cette différence est due au fait que les pressions varient beaucoup en fonction des heures.

La méthode d'Hardy cross à l'avantage de montrer aisément où se situent les conduites défaillantes. En effet les conduites des mailles où la somme des pertes de charges n'est pas proche de 0 doivent être agrandies ou rétrécies selon que la somme des pertes est respectivement supérieure à 0 ou inférieure à 0

De l'ensemble de ces analyses, il ressort qu'il était impératif de trouver une alternative face au problème de baisse de pression au niveau des nœuds. C'est dans cette optique que la distribution alternée est apparue comme une solution immédiate afin que l'eau atteigne les différents ménages.

IV.3.3. Scénario reproduisant une distribution alternée des tournées

Le programme qui a été établi pour la gestion de la l'alternance de la distribution est disposé en annexe 10

✚ Analyse du débit des pompes

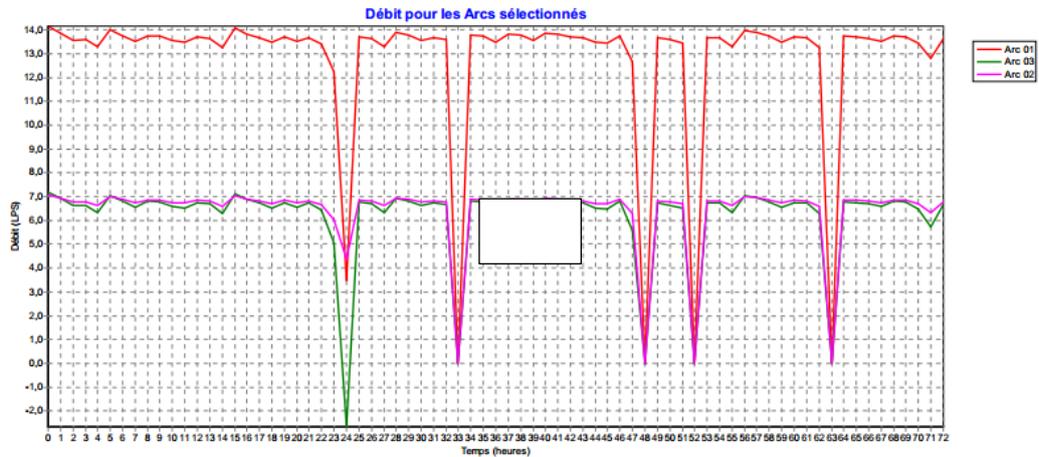


Figure 15: Evolution du débit des pompes de refoulement des eaux de la bache dans le cas de la distribution alternée

✚ Analyse de la pression

✚ Les tournées T4 et celles T3 bénéficient uniquement de l'approvisionnement en eau

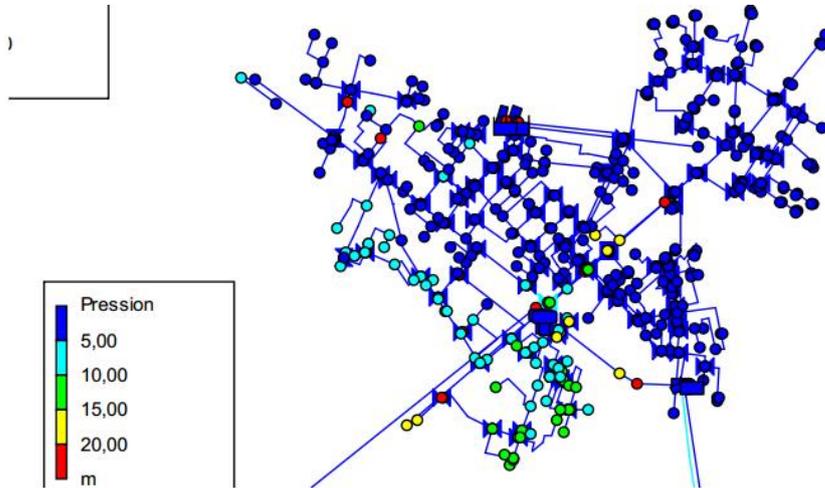


Figure 16: Carte des nœuds dans le cas où T4 et T3 bénéficient uniquement des services de l'eau

Les pressions de la plupart des nœuds appartenant à ces tournées sont situées entre 5 et 15 mètres. Les tournées T5 et celles T1 bénéficient uniquement de l'approvisionnement en eau

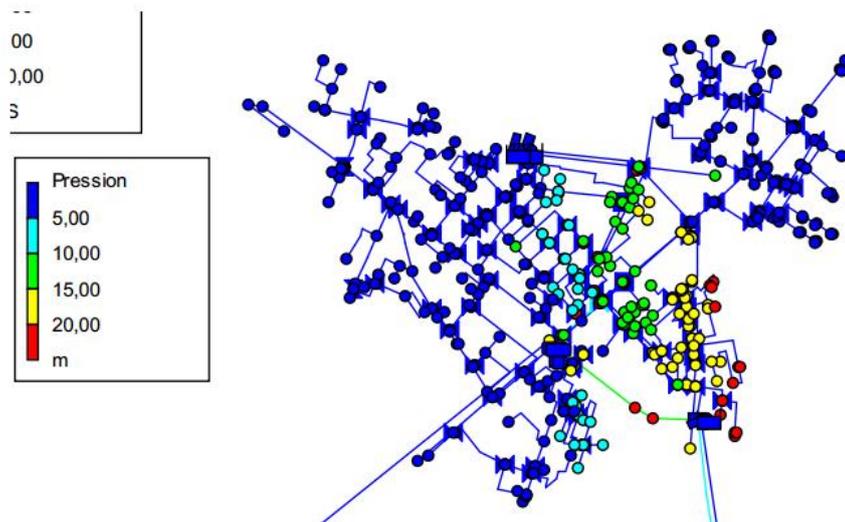


Figure 17: Carte des nœuds dans le cas où T5 et T1 bénéficient uniquement des services de l'eau

✚ La tournée T2 bénéficie uniquement de l'approvisionnement en eau

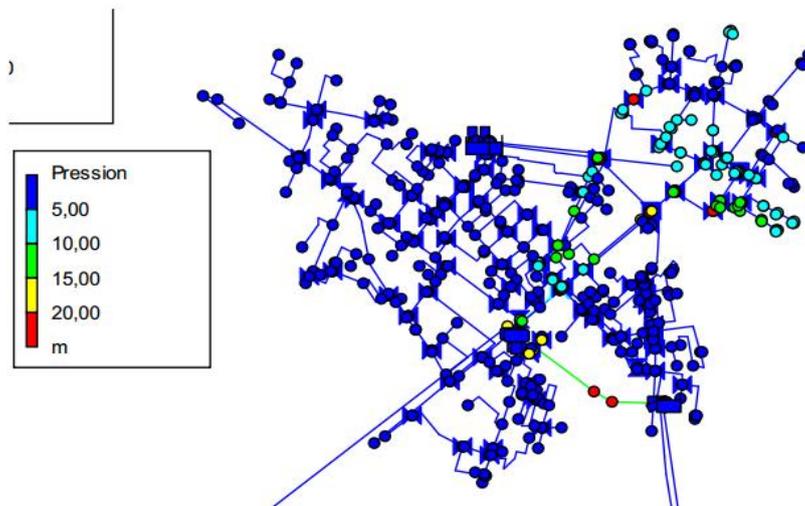


Figure 18: Carte des nœuds dans le cas où T2 bénéficie uniquement des services de l'eau

IV.3.4. Scénario reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément à partir des sources d'alimentation en eau existantes et les forages F14 et F15 sont directement rattachés au réseau

Les forages F14 et F15 ont été directement rattachés au réseau au niveau des tournées T6 et T7 afin d'obtenir une meilleure pression à partir d'une conduite de 1,7 km de longueur et 110 mm de diamètre

✚ ANALYSE DES PRESSIONS

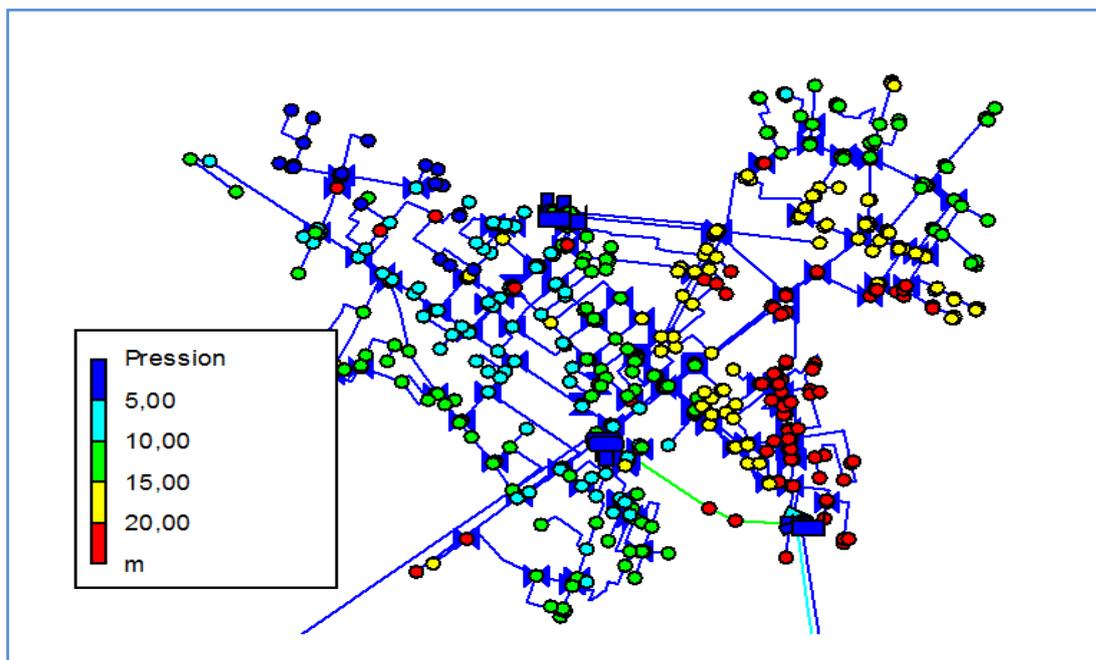


Figure 19 : La carte des nœuds dans le cas d'une alimentation simultanée de toutes les tournées et les forages F14 et F15 directement branchés au réseau

On remarque que par rapport à la simulation reproduisant le cas où toutes les tournées sont alimentées simultanément, les pressions au niveau des tournées T6 et T7 ont augmenté en moyenne de 0.3 bars.

Bien que ce scénario améliore les pressions au niveau des tournées les plus défavorisées, les pressions atteintes ne sont pas satisfaisantes et le problème de production demeure toujours. D'où l'urgence du besoin d'une autre source d'approvisionnement en eau potable.

IV.3.5. Scénario représentant une distribution simultanée de toutes les tournées avec demande en eau nécessaire pour une vie descente

Hypothèse du scénario

On considèrera que les demandes sont également réparties

La demande aux différents nœuds correspond aux demandes dont doit bénéficier la population pour une vie descente

Consommation spécifique BP : 50 l/jr/hbt

Consommation spécifique BF : 36 l/jr/hbt

Détermination des besoins journaliers (B_j)

$$B_j = \text{nombre d'habitant} \times \text{consommation spécifique}$$

$$B_j = 2\,200\,000\,m^3$$

$$B_j = 25.46\,l/s$$

On remarque alors que cette demande est 1.5 fois plus importante que celle des précédentes simulations. La demande de base au niveau des nœuds sera donc multipliée par 1.5

✚ Analyse des pressions au niveau des nœuds

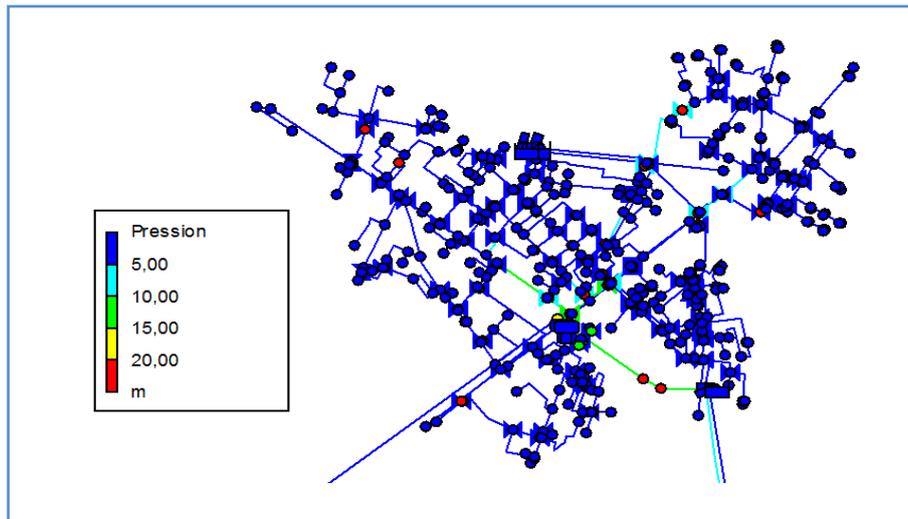


Figure 20: La carte de nœud dans le cas d'une alimentation simultanée et une consommation spécifique de 50l/jr/hbt

Près de la totalité des nœuds a une pression inférieure à 0.5 bar. Ceci prouve que le réseau actuel n'est pas capable de supporter la demande nécessaire pour une vie descente si les productions étaient suffisantes.

IV.3.6. Vérification de la robustesse du réseau avec la demande nécessaire pour une consommation spécifique de 50l/jr/hbt

Vérification par la méthode d'Hardy cross

Nous rappelons ici le schéma simplifié utilisé pour la méthode d'Hardy cross

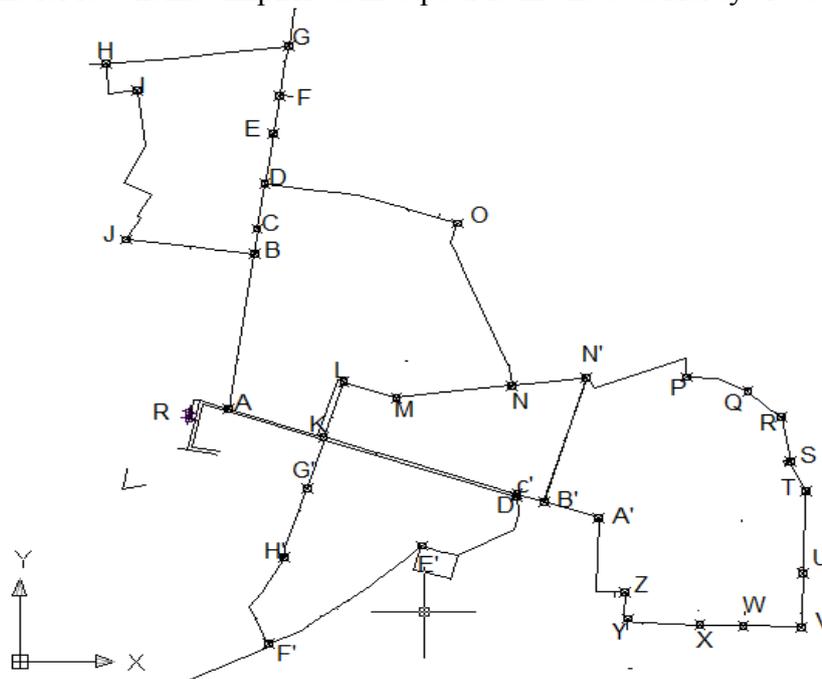


Figure 21: Réseau de distribution simplifié

Ce tableau ci-dessous nous donne une idée du comportement du réseau en 2030 avec des diamètres adéquats une fois que la production sera en adéquation avec les demandes.

Tableau 9: Vérification de la robustesse du réseau actualisé avec la demande future

Tronçon	L (m)	Di (m)	D (m)	vitesse	hr	Pidyn	Pdyn
RA	211,18	0,11	0,300	0,72	0,329	-44,41	11,80
AB	728,88	0,11	0,200	0,46	0,835	-58,84	11,00
BC	118,30	0,11	0,16	0,49	0,193	-61,32	9,59
CD	209,50	0,063	0,16	0,43	0,268	-90,89	9,81
DE	234,45	0,09	0,16	0,80	0,958	-107,96	9,67
EF	174,47	0,09	0,16	0,66	0,505	-117,26	9,21
FG	230,58	0,09	0,16	0,60	0,559	-126,66	9,53
GH	741,83	0,09	0,09	0,19	0,435	-124,94	11,24
BJ	525,01	0,09	0,09	0,52	-1,964	-120,48	15,711
JI	916,39	0,09	0,09	0,24	-0,804	-118,47	17,71
IH	138,95	0,063	0,063	0,38	-0,469	-121,70	14,48
Total					0,517		

II							
Tronçon	L (m)	Di(m)	D (m)	Vitesse	hr	Pdyn(mCE)	Pdyn
AK	404,65	0,11	0,25	0,77	0,901	-96,73	17,839
KL	490,00	0,11	0,25	0,54	0,556	-132,03	17,554
LM	225,00	0,11	0,194	0,74	0,637	-138,72	21,577
MN	473,00	0,11	0,25	0,44	0,374	-161,81	21,663
NO	742,88	0,16	0,16	0,55	1,503	-161,82	21,660
OD	480,67	0,194	0,194	0,29	0,238	-176,57	6,902
AB	728,88	0,194	0,194	0,46	-0,835	-43,54	12,676
BC	118,30	0,16	0,16	0,49	-0,193	-44,56	11,649
CD	209,50	0,16	0,16	0,43	-0,268	-44,30	11,917
					2,91		

III							
Tronçon	L (m)	Di(m)	D (m)	Vitesse	hr	Pidyn	Pdyn
KC'	827,65	0,110	0,250	0,22	0,205	-96,93	28,325
C'D'	13,64	0,090	0,160	0,02	0,000	-96,99	28,265
D'E'	567,91	0,090	0,194	0,18	0,131	-104,46	25,894
E'F'	769,67	0,110	0,194	0,12	0,087	-105,50	25,967
D'G'	1055,24	0,110	0,160	0,27	0,685	-116,91	17,603
G'H'	334,16	0,063	0,160	0,21	0,132	-124,25	22,461
H'F'	460,03	0,063	0,153	0,19	0,180	-133,30	24,970
					0,422		

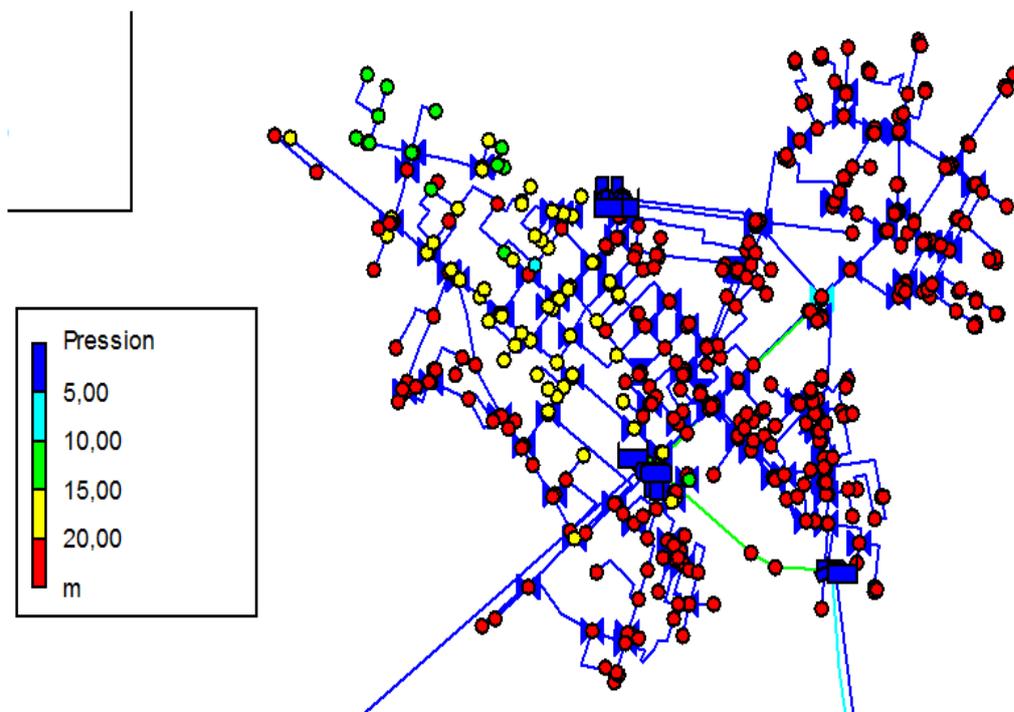
Iv							
Tronçon	L (m)	Di(m)	D (m)	Vitesse	hr	Pidyn	Pdyn
NN'	302,86	0,160	0,160	0,49	0,502	-160,820	22,661
N'P	537,70	0,090	0,160	0,48	0,854	-176,337	21,767
PQ	260,94	0,090	0,160	0,44	0,346	-186,971	17,011
QR	184,30	0,090	0,110	0,77	1,114	-191,940	13,997
RS	206,04	0,090	0,090	0,14	0,072	-191,792	14,145
ST	148,84	0,090	0,090	0,55	0,630	-192,871	13,066
TU	384,66	0,090	0,090	0,34	0,665	-194,676	11,261
UV	248,81	0,090	0,090	0,20	0,163	-191,739	14,198
VW	235,58	0,090	0,090	0,18	0,123	-192,482	13,455
WX	175,25	0,090	0,090	0,15	0,071	-190,422	15,515
XY	293,85	0,110	0,110	0,09	0,033	-184,806	21,131
YZ	122,51	0,110	0,110	0,07	0,010	-186,426	19,511
ZA'	467,22	0,063	0,063	0,17	0,352	-184,717	21,220
A'B'	234,21	0,063	0,063	0,02	0,006	-182,173	23,764
N'B'	601,13	0,063	0,063	0,02	-0,016	-182,158	23,779
					4,924		

On remarque qu'une fois un renforcement de plus de 8.5 km établit, les paramètres au niveau des conduites ainsi que les pressions aux différents nœuds seront conformes aux normes requises.

Pour une question pratique, au lieu de changer les conduites déjà existantes dans ces tronçons, il est préférable de placer à proximité de nouvelles conduites dont le diamètre et celui de l'ancien véhiculeront la demande nécessaire aux différents nœuds.

Vérification par le Logiciel EPANET

☞ Analyse des pressions



La plupart des pressions aux nœuds se situe entre 1.5 et 2 bars

IV.4. Proposer des mesures et réalisations pour l'amélioration de la desserte en eau

IV.4.1. Usage d'une autre source d'alimentation

IV.4.1.1. Eau souterraine

La plupart des forages exploités à Tenkodogo ont un débit inférieur à 10m³/h. De ce faite, l'utilisation de la nappe comme seule source d'alimentation ne saurait être envisagée pour la sécurisation durable de l'AEP à Tenkodogo. Même si cette source peut contribuer à résorber les demandes, elle est dérisoire face aux besoins de la population de Tenkodogo et des villages voisins qui ont un besoin urgent d'une eau potable et disponible à tout moment. Ainsi, envisager une autre source d'approvisionnement en guise de renfort serait bénéfique aussi bien pour la population actuelle que pour celle future. C'est pourquoi, il serait intéressant lors de la recherche des solutions à long terme, de supposer que les forages dont les débits sont inférieurs à 10 m³/h seront en arrêt d'ici 2030.

Ouvrages à mettre en place pour les besoins immédiats

Les infrastructures mises en place afin de produire de l'eau nécessaire pour les populations de la ville de Tenkodogo dans le court terme sont constituées :

- ✚ D'un ou de plusieurs forages dont la capacité cumulée est de 30 m³/h qui refoulent directement au réservoir R1 et R2 ;
- ✚ D'une pompe doseuse de chlore ;
- ✚ D'une conduite de refoulement de diamètre 90 mm véhiculant un débit de 1m/s

IV.4.1.2. Eau de Surface

Le barrage de Bagré est situé au Sud-Est du Burkina Faso sur le Fleuve Nakanbé à 45 km de Tenkodogo et à 230 km de la ville de Ouagadougou. Il est compris entre les régions du Centre-Est et du Centre –Sud ; entre les provinces du Boulgou et du Zoundwéogo.

D'une longueur de 4.3 km pour 3 m de hauteur la construction du barrage a commencé en 1989 et a pris fin en 1993. ((J.O), 1998)

Préalablement conçu pour la production hydro-électrique, l'eau du barrage est aussi utilisée pour l'irrigation gravitaire la pêche et l'élevage. (iCi, 2010)

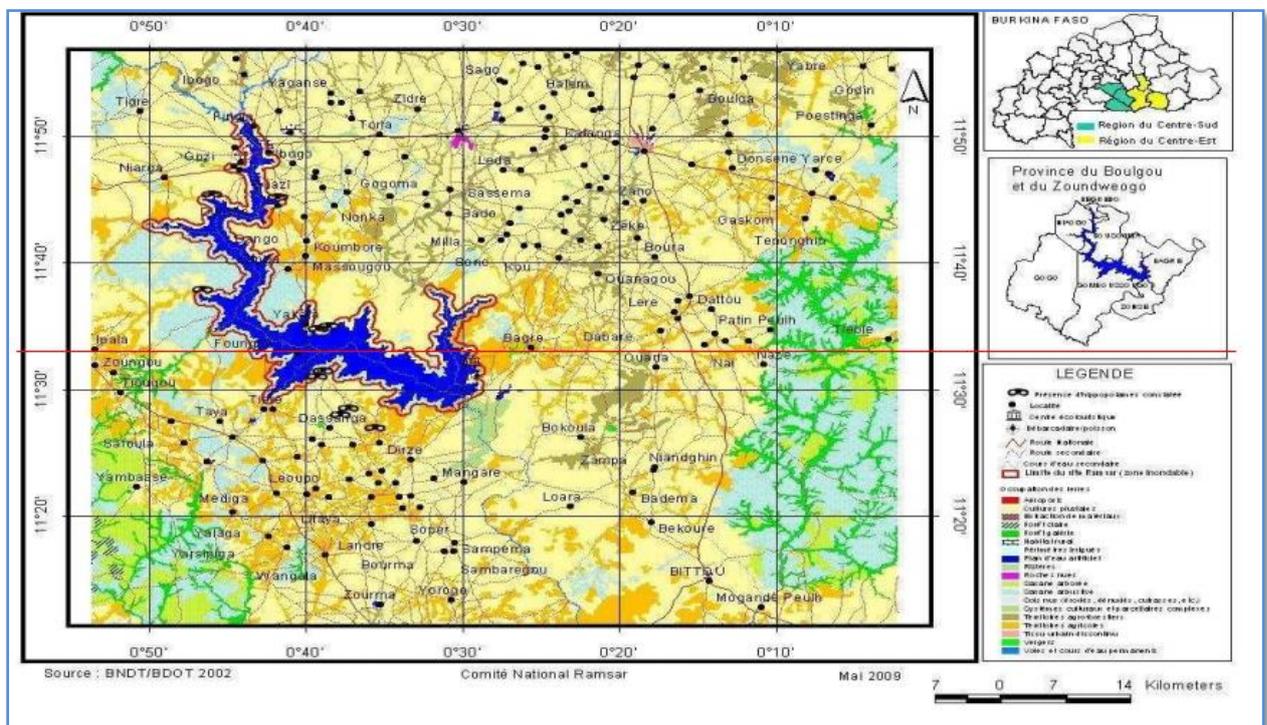


Figure n22: Carte géographique du barrage de Bagré

a. Caractéristiques du barrage

Le volume de la retenue au plan d'eau normal est de 1.7 milliard de m³. Le barrage est équipé de deux prises pour l'irrigation dont les débits sont de 10 et 28 m³/s [Etude de factibilité de Décembre 1978].

D'autres caractéristiques du barrage ont été résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau 10: Caractéristiques du barrage de Bagré

Type : barrage en Terre zonée surmonté d'un parapet amont en maçonnerie de moellons	
Hauteur maximale sur fondation	39.7 m
Cote de la crête	237.7
Cote crête du parapet	238.5
Cote de la crête du noyau	237
Protection amont	Rip-rap
Protection aval	Perré
Volume RN	1720 hm ³
Volume PHE	2320 hm ³
Plan d'eau	25500 ha
Cote du plan d'eau normal	235m
Cote des plus hautes eaux	235.30m
Cotes des plus basses eaux	223.5 m
Superficie du Plan d'eau	25500 ha

(SONABEL, 2008)

De ce tableau il ressort que le volume utile du barrage est de 1.5 milliard de m³ et qu'il est compris entre les cotes 223.5 et 235.3 m.

b. Bilan hydraulique du Lac

Les apports d'eau au niveau du barrage ont varié de 550 à 3 950 hm³/an durant les 17 années d'exploitation du barrage. En moyenne, les apports en eau s'élèvent à 1830 hm³ par an. D'une manière générale, le barrage se déverse très rarement. Le stock d'eau présent à la fin de la saison sèche et les apports d'eau de la saison humide n'arrivent pas à remplir le barrage. (SOCREGE ET FI, 2014), (SOCREGE, 1999)

c. Inventaire des différentes utilisations

Il est important de préciser qu'il n'est pas possible de fixer les volumes nécessaires à chaque type d'utilisation. Vers la fin de la saison des pluies, un point est fait sur les prévisions de volume utilisable pour chaque usager en tenant compte de la cote de remplissage du barrage à la fin de la saison humide.

Cependant on peut recenser les volumes moyens par usager suivant

Courbe hauteur volume du barrage de Bagré

Les documents ayant contribué à tracer la courbe hauteur volume sont précisés en annexe 11

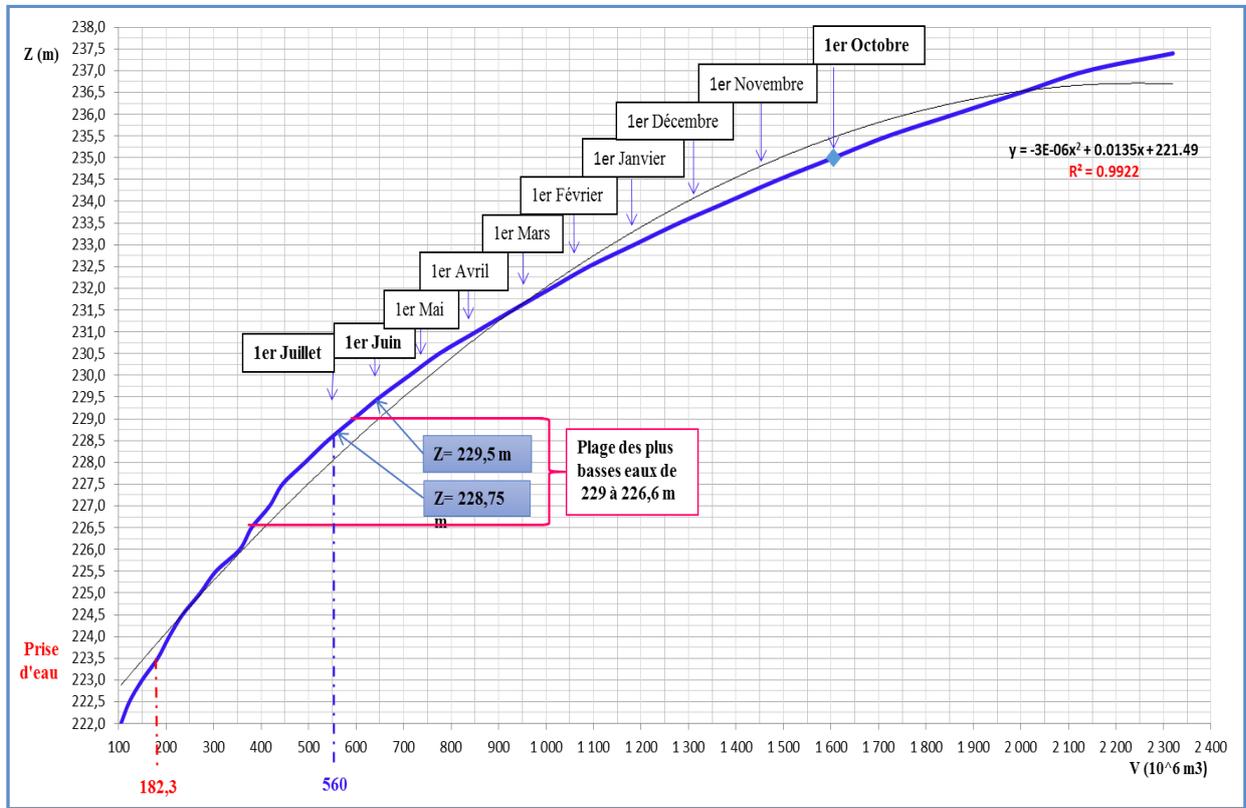


Figure 23: Courbe hauteur volume du barrage de Bagré

Analyse de la courbe hauteur Volume du barrage de Bagré (SOCREGE ET FI, 2014)

En ce qui concerne la production hydro-électrique, le volume maximal de turbinage est de 854 millions de m³ par an. En deçà de 226.70 m de côte, le turbinage n'est plus possible. Le volume d'eau restant est de 846 million de m³.

En ce qui concerne l'irrigation la quantité nécessaire est de 156 millions de m³ par an. En deçà de 223.5 m de côte, les prises pour l'irrigation ne fonctionnent plus. Le volume d'eau restant après les besoins hydroagricoles et hydroélectriques est de 690 millions de m³.

Les pertes (l'évaporation et les infiltrations) sont estimées à 300 millions de m³ par la SONABEL.

Au total, par an les besoins en eau du barrage s'élèvent actuellement à 1.31 milliard de m³. La quantité d'eau restante est alors de 400 millions de mètre cube. Ce qui correspond à une cote de 226.8 m

Les observations faites sur le barrage depuis les 17 années d'exploitation montrent que l'eau du barrage n'est jamais descendue en deçà de la cote de 226.80 m.

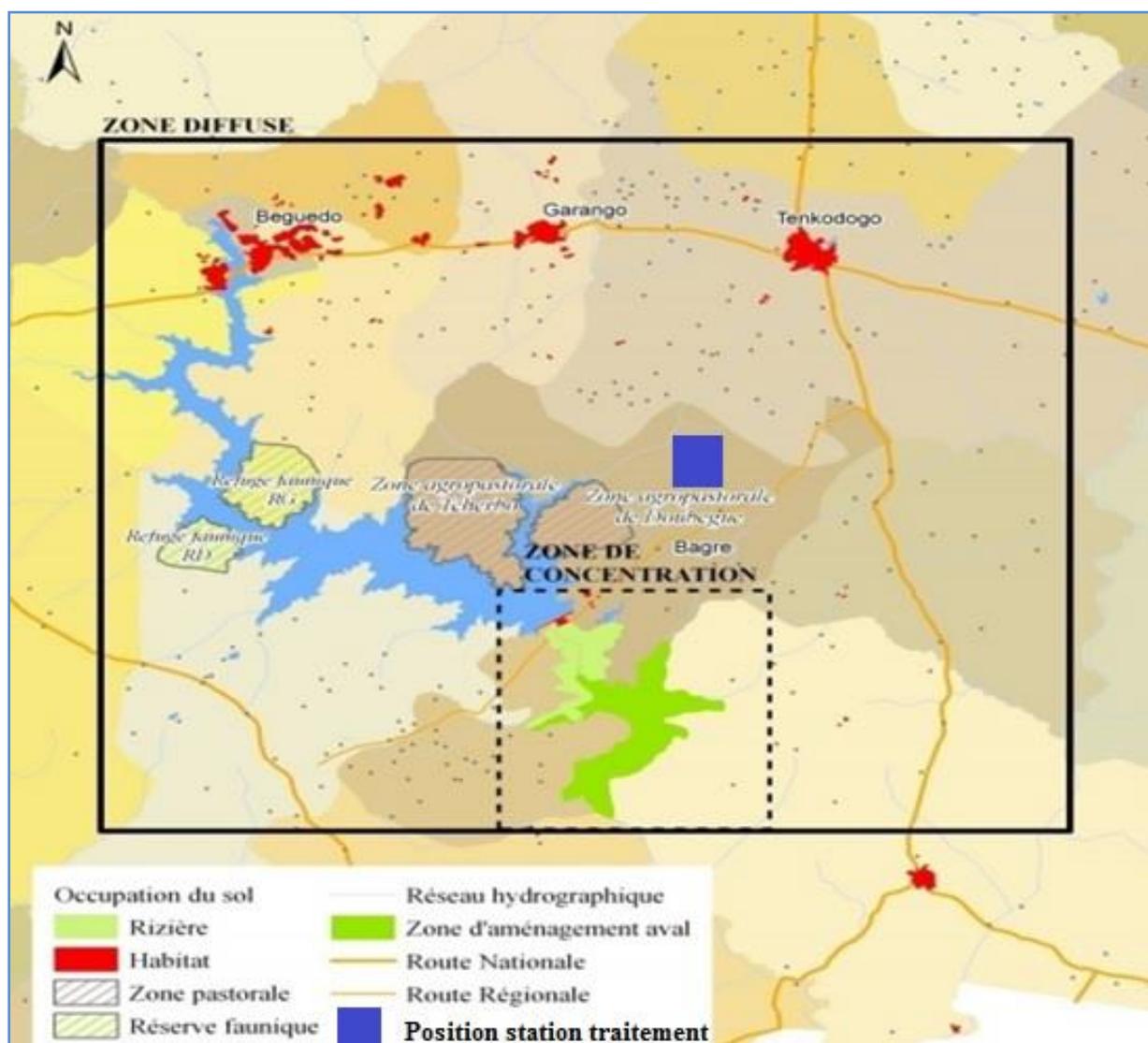
Les volumes disponibles entre les cotes 226 et 223.5 sont de 173 millions de m³. Ceux disponibles entre les cotes 226.80 et 226.70 sont de 10 millions de m³ (SOCREGE & FI, 2014)

d. Inventaire des différentes utilisations y compris l'AEP

En 2030 le déficit des besoins annuels en eau à Tenkodogo en tenant compte du rendement du réseau de refoulement, de distribution et de celui des pompes, seront d'environ 1.77 hm³. Ce qui équivaut à moins de 0.07m de côte du barrage. Cela signifie que dans le cas le plus défavorable le barrage atteindra une cote de 226.73m. Les besoins en eau pour le turbinage de la production d'électricité et les besoins en eau pour la production agricole ne sont aucunement menacés.

IV.4.2. Schéma global du projet à long terme

IV.4.2.1. Localisation du projet



(iCi, 2010)

Figure 24: Localisation des infrastructures nécessaires à la potabilisation et au refoulement des eaux du barrage de Bagré

Ouvrages à mettre en place pour les besoins futurs

Les infrastructures mises en place pour la production d'eau pour les populations de la ville de Tenkodogo pour long terme sont constituées

- ✚ D'une prise d'eau où se trouve un dégrilleur permettant d'arrêter les grosses particules de l'eau. A partir de cette prise on a l'aspiration de l'ensemble de la station de pompage.

- ✚ De trois stations de pompage SP1, SP2, et SP3 qui ont respectivement pour rôle de rehausser.
 - ☞ l'eau du barrage à la station de traitement ;
 - ☞ De la bache de reprise de l'eau traitée à la bache située au siège provincial de l'ONEA à Tenkodogo ;
 - ☞ De la bache de reprise située au sein du siège provincial de l'ONEA au réservoir R3
- Le dimensionnement de ces différentes stations tient compte des différents rendements résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 11: Rendement des ouvrages AEP

	Rendement
Station de traitement des eaux	99%
Station de pompage	97%
Conduite de refoulement	96%

(ONEA, 2005)

- ✚ d'une station de traitement équipée d'un décanteur pulsateur établi pour répondre aux besoins en eau future de la ville ;
- ✚ d'une bache de reprise des eaux provenant de la station de traitement de capacité 300 m³ ;
- ✚ d'une bache de reprise située dans la ville de Tenkodogo au sein du siège provincial de l'ONEA à Tenkodogo ;
- ✚ d'un réservoir situé non loin de la bache de reprise .

IV.4.2.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement pour les besoins à l'horizon 2030 de SP2 à la bache de reprise située à Tenkodogo

La longueur totale de la conduite de refoulement est de 45 km. La conduite peut être posée à proximité de la ligne électrique afin de minimiser l'impact sur l'environnement.

Le choix de la conduite à mettre en place est basé sur le coût du refoulement du débit journalier par an, de la bache de reprise à proximité de barrage de Bagré à celle située à Tenkodogo. (Voir annexe12). Il en ressort que pour une vitesse de 0.48 m/s et un diamètre de 500 mm pour un PN de 16 bars, le coût du refoulement par m³ s'élève à 16.79 Fcfa

Ce coût, rapporté à une qualité du service acceptable nous permet de garder ces paramètres pour la conduite de refoulement.

IV.4.2.3. Dimensionnement du ballon anti Béliér

En général, un coup de bélier important se produit lorsque la pression totale de l'onde de choc atteint 150 % de la valeur de la pression normale dans la canalisation. Il est souvent indispensable de limiter cette pression à 110 ou 115 %. (MEUNIER, 1980)

Ainsi, il faut vérifier dans un premier temps la nécessité de la présence d'un réservoir anti bélier. Pour cela, la pression totale de l'onde de choc en fermeture rapide est calculée et additionnée à la HMT. Ensuite elle est comparée avec la pression normale dans la canalisation obtenue à partir de la pression Nominale de la tuyauterie utilisée, ajoutée aux pertes de charge dans la canalisation puis à la pression atmosphérique. Si dans les deux cas la pression totale de l'onde de choc est inférieure à la pression normale dans la canalisation nous pouvons alors nous passer d'un réservoir anti bélier

Le cas rencontré dans cette étude a donné les résultats suivants:

Tableau 12: Vérification de la nécessité de présence d'un anti bélier dans le cas du refoulement à long terme

Description	Formules utilisées	Résultats		
Hauteur manométrique totale (m)	92.24		$L = 45\ 000m$ $D = 500\ mm$ $e = 45.5mm \times 2$ $T = 350\ s$ $k = 83$ $V = 0.48\ m/s$ $g = 9.8\ m/s$	
Pression absolue normale maximale (bars)	16			
La célérité de l'onde	$c = \frac{9.900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D}{e}}}$	415.74		
Le temps d'aller-retour de l'onde(s)	$\tau = \frac{2 \times L}{c}$	216.48		
Fermeture rapide	Surpression (m)	$\Delta h = \frac{c \times V}{g}$		20.36
	Dépression (m)	$\Delta h = \frac{2 \times L \times V}{T \times g}$		21
Nécessité de la présence d'un anti bélier	Surpression (m)	$\frac{\Delta h + HMT}{PNmax}$		0.70<1
	Dépression			0.70<1

Il ressort du tableau que la conduite de refoulement ne nécessite pas une protection anti bélière vu que la valeur de la surpression dans la conduite, additionnée à celle de la HMT est inférieure à celle de la pression maximale admissible par le fabricant.

Choix des pompes

Tableau 13: Caractéristiques des pompes à mettre en place

Nomination de la station	Caractéristiques		Débit total	Marque	montage
SP3	Débit (m ³ /h)	219.15	220	Pompe KSB UPA 394 1n + UMA 200D 37/21	1 pompe avec 1 relais en cas de panne
	Cote de prise(m)	224			
	Cote de refoulement(m)	243			
	HMT(m)	19			
SP2	Débit (m ³ /h)	225.22	230	Pompe KSB UPA 394 4f + UMA 250D 190/21	1 pompe avec 1 relais en cas de panne
	Cote de prise(m)	240			
	Cote de refoulement(m)	305			
	HMT(m)	145			
SP1	Débit (m ³ /h)	235	235	Pompe KSB UPA 394 1n + UMA 200D 37/21	1 pompe avec 1 relais en cas de panne
	Cote de prise(m)	303			
	Cote de refoulement(m)	320			
	HMT(m)	19			

Les fiche techniques des différentes pompes se trouvent en annexe 16. Leurs points de fonctionnement sont cependant établis dans les graphes ci-dessous :

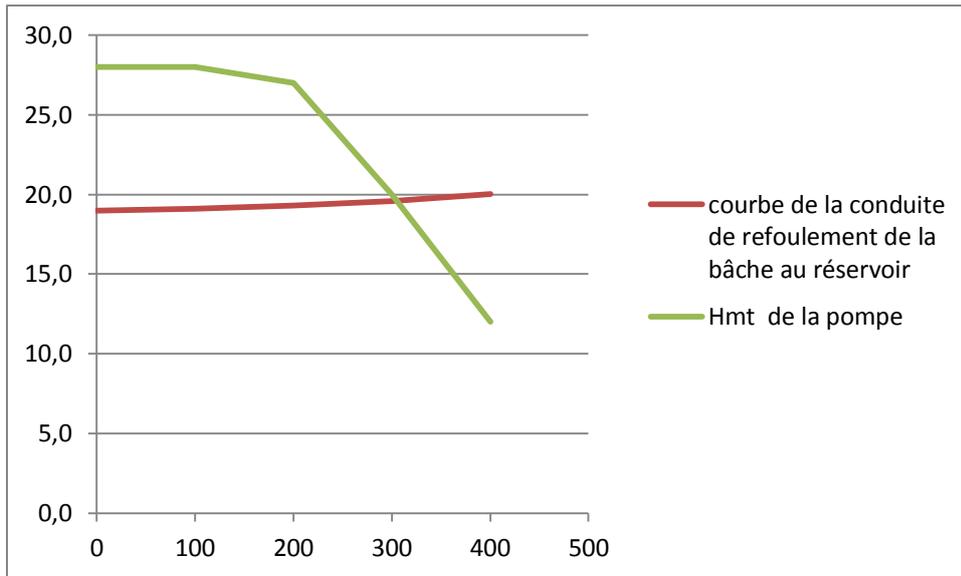


Figure 25 : Point de fonctionnement des pompes situées à SP1 et SP3

Point de fonctionnement

Débit : 310 m³/h

HMT : 20m

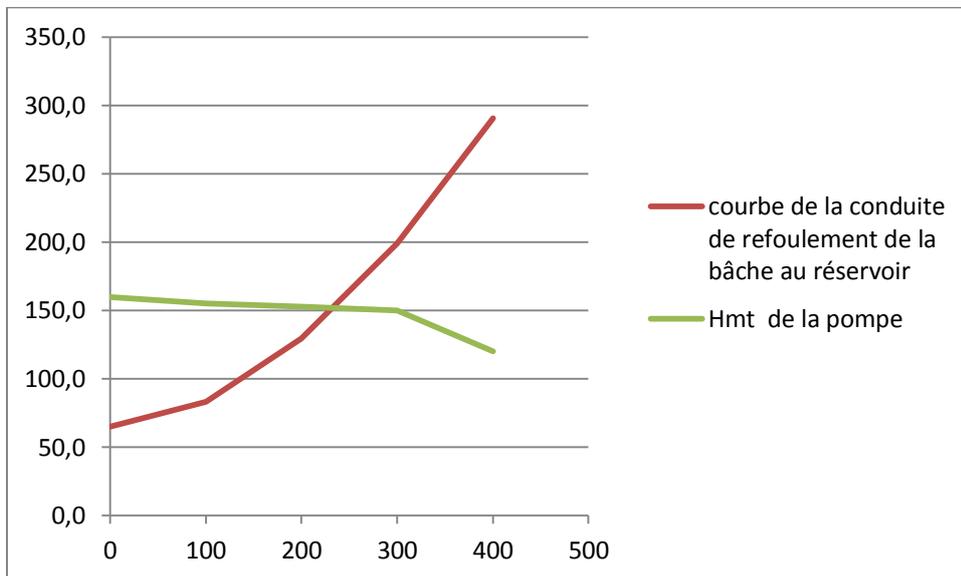


Figure 26: Point de fonctionnement de la pompe située à SP2

Point de fonctionnement

Débit : 240 m³/h

HMT : 150m

IV.4.2.4. Dimensionnement de la capacité de la bache de reprise située à Tenkodogo

La capacité de la bache a été déterminée par la méthode du tableau. (Voir annexe 14). Il en ressort que la capacité nécessaire est de 900 m³.

IV.4.2.5. Détermination de la capacité du réservoir R3

Pour la détermination de la capacité du réservoir la méthode de calcul du tableau a été utilisée (annexe 15).

La capacité du réservoir nécessaire pour les besoins à long terme est de 754 m³. Ce réservoir sera placé au sein du siège de l'ONEA de Tenkodogo à une altitude 20 m.

Deux réservoirs de capacité cumulés 450 m³/h existent déjà. La capacité du réservoir à construire qui servira de renfort aux deux premiers est donc de 300 m³.

IV.4.3. Coût du projet

Une évaluation du coût du projet a conduit à l'élaboration du tableau ci-dessous

Tableau 14: Coût des ouvrages à mettre en place

Composante du projet		Quantité	Coût Total en million FCFA
Traitement	Usine de traitement d'eau y compris station de pompage	1	1 000
Adduction	Conduite de refoulement 45 km de long et 500 mm de diamètre en PEHD	45 000	1 023
	Une bache de 100 m ³ et une station de pompage	1	1 080
	Une bache de 900 m ³ et une station de pompage	1	980
	Réservoir de 300 m ³	1	1 580
	Une conduite de refoulement 200 m de long et 500 mm de diamètre de la bache au réservoir tous deux situés à Tenkodogo	2	4,6
Distribution	Renforcement du réseau de distribution 8.5 km	85 000	200
Total en millions FCFA			5 867.6

CONCLUSION

Sécuriser durablement le service d'AEP de la ville de Tenkodogo à travers une augmentation de la production et une amélioration des pressions aux différents nœuds est tout à fait réalisable. En effet, le barrage de Bagré, situé à une quarantaine de kilomètres de la ville de Tenkodogo, est une source d'alimentation qui peut alimenter de façon pérenne la population de la ville de Tenkodogo. Ainsi, un service d'eau continu en qualité et quantité favoriserait le développement des industries, limiterait la consommation des eaux impropres. Conséquemment, il y'aurait une baisse des maladies hydriques et une hausse du taux d'industrialisation de la ville.

Afin d'assurer un service en eau continu en qualité et en quantité, deux solutions à court et long terme ont été identifiées. Pour la solution immédiate, il s'agit dans un premier temps de déconnecter deux forages de la bache pour les raccorder directement au réseau. Ensuite, un apport en eau de 91 m³/h à partir de forages doit être mis en place afin de satisfaire les besoins immédiats en eau. En ce qui concerne le long terme, un apport en eau de 3 192 m³ par jour à travers le barrage de Bagré et l'installation d'un ensemble d'infrastructures permettra de satisfaire les besoins en eau futurs.

Une attention particulière doit être portée au projet d'AEP de la ville de Tenkodogo à partir du barrage Hydro électrique de Bagré. La réussite de ce projet apparaîtra comme une opportunité de développement de perspectives de certains projets d'AEP des villes comme Ouagadougou.

Bibliographie

- (J.O), B. (1998). Application du SIG à la cartographie de l'occupation des terres et de la distribution de la population en Amont du barrage de Bagré. Mémoire de maîtrise département de Géographie, Université de Ouagadougou, 96 p. OUAGADOUGOU.
- BOVIN, J. (1986). Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importanes. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France. PARIS: EYROLLES.
- DANIDA. (2000). Tenkodogo Rapport hydrogéologique.
- DUPONT. (1977). Hydraulique urbaine tome 2 : ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. 484 pages. Edition Eyrolles.
- GOMELLA.C. (1974). ADDUCTION D'EAU POTABLE calcul des ouvrages constitutifs des réseaux d'AEP. La distribution d'eau dans les agglomérations. Paris: Edition EYROLLES.
- GTZ/ONEA . (2003). Formation pratique au SIG. GTZ/ONEA.
- iCi. (2010). Etat des lieux autour du barrage de BAGRE au BURKINA 80 pages. edition EYROLLES.
- MEUNIER, M. (1980, Avril). Les coup de bélier et protection et protection des réseaux d'eau sous pression de l' Ecole Nationale du Génie Rural et des Eaux et Forêts (ENGREF) 198 pages. Paris: Edition EYROLLES.
- ONEA. (2005). Ingénierie Tenkodogo.
- ONEA. (2015). Rapport technique 2015.
- ROSSMAN, L. A. (2001). EPANET 2- manuel de l'utilisateur. edition EYROLLES.
- SOCREGE. (1999). Etude des potentialités halieutiques et élaboration d'un plan de gestion durable des ressources piscicoles du lac artificiel de bagré, 96p.
- SOCREGE ET FI. (2014). Rapport d'étude d'impact environnemental et social du projet d'aménagement du périmètre de 1000 ha de terres irriguables par système gravitaire en rive gauche du NAKANBE.
- SONABEL. (2008). Consigne d'exploitation en période de crue.

ANNEXES

Annexe 1

Tableau 15: Calcul des besoins annuels

taux de croissance 3,5%		
années	2015	2030
nombre d'habitants	60 637	101 588
Taux de desserte	0,7	
nombre d'habitants desservis	44 559	71 111,6
Nombre d'habitant desservi par les BP	22 059	48 611,6
Nombre d'habitant desservi par les BF	22 500	22 500
consommation spécifique BP (l/jr/hbt)	50	
taux de besoins connexes	25%	
Bj(l)	137 8687,5	3 038 225
CS des BF (l/jr/hbt)	36	
Bj aux BF (l)	810 000	810 000
Bj total (l)	2 188 687,5	3 848 225
Bj total (m ³)	2 188,6875	3 848,225
Besoins annuels de la population (m ³)	798 870,938	1 404 602,13

Annexe 2 Production journalière des forages

Tableau 16: Production journalière des forages

Nomenclature du forage d'exploitation	Débit d'exploitation (m ³ /h)	Volume journalier par forage (m ³ /j)
TNK-F3	3	48
TNK-F4	6	48
TNK-F5	4	64
TNK-F6	5	80
TNK-F7	5	80
TNK-F8	3	45
TNK-F9	4	64
TNK-F10	3	48
TNK-F11	4	64
TNK-F12	3	36
TNK-F13	8	96
TNK-F14	11	176
TNK-F15	5	80
TNK-F16	6	96
TNK-F17	7	112
TNK-F18	5	60
TNK-F19	10	120
TNK-F20	15	180
TNK-F21	15	180
TNK-F22	0	0
TOTAL		1.677

(ONEA, 2015)

Annexe 3 : Détermination du déficit journalier à court terme et long terme

Tableau 17: Le déficit journalier à court et long terme

Années	2015	2030
Le déficit journalier (m ³)	$D = 2\ 188 - 1\ 677$	$D = 6.349 - (176 + 180 + 180 + 120)$
	511	3 192

Annexe 4 : Evolution de la production mensuelle

Tableau 18: Les productions mensuelles de l'année 2015

MOIS	PRODUCTION MENSUELLE (m³)
Janvier	53 751
Février	47 645
Mars	50 569
Avril	48 663
Mai	47 659
Juin	43 282
Juillet	44 198
Août	44 350
Septembre	43 532
Octobre	48 061
Novembre	48 418
Décembre	48 641
TOTAL	568 769

(ONEA, 2015)

Annexe5: Evolution du réseau de distribution

Tableau 19: Evolution du réseau de distribution

ANNEE	LONGUEUR DU RESEAU DE DISTRIBUTION (km)
2006	38.934
2007	38.934
2008	44.619
2009	45.824
2010	55.563
2011	81.673
2012	90.921
2013	92.921

(ONEA, 2015)

Tableau 20: Variation de la consommation mensuelle en 2015

MOIS	TOTAL	COEFFICIENT DE VARIATION MENSUEL
Janvier	42 429	0,91
Février	43 459	1,11
Mars	41 787	1,07
Avril	42 289	1,08
Mai	38 678	0,99
Juin	33 377	0,85
Juillet	36 130	0,92
Août	39 099	1,00
Septembre	31 889	0,82
Octobre	33 971	0,87
Novembre	42 777	1,10
Décembre	40 750	1,04
Total	466 635	
Moyenne	38 886	

(ONEA, 2015)

Annexe 7 : Variation de la consommation horaire

Tableau 21: Variation de la consommation horaire

HEURES DE POMPAGES	CONSOMMATION (m ³)	COEFFICIENT DE VARIATION HORAIRE
0	28	0,38
1	62	0,84
2	61	0,83
3	50	0,68
4	45	0,61
5	91	1,23
6	96	1,30
7	85	1,15
8	87	1,18
9	89	1,21
10	82	1,11
11	86	1,17
12	87	1,18
13	87	1,18
14	87	1,18
15	89	1,21
16	73	0,99
17	71	0,96
18	69	0,94
19	66	0,89
20	63	0,85
21	62	0,84
22	82	1,11

(ONEA, 2015)

Annexe 8 : Evolution de la consommation annuelle

Tableau 22: Evolution de la consommation annuelle des 6 dernières années

ANNEES	VOLUMES D'EAU CONSOMMES
2009	337925
2010	365582
2011	404250
2012	414522
2013	421086
2014	488250
2015	464550

Annexe 9 : Cartes nœuds d'une distribution simultanée à 5 heures, 10 heures, 15 heures, et 23 heures

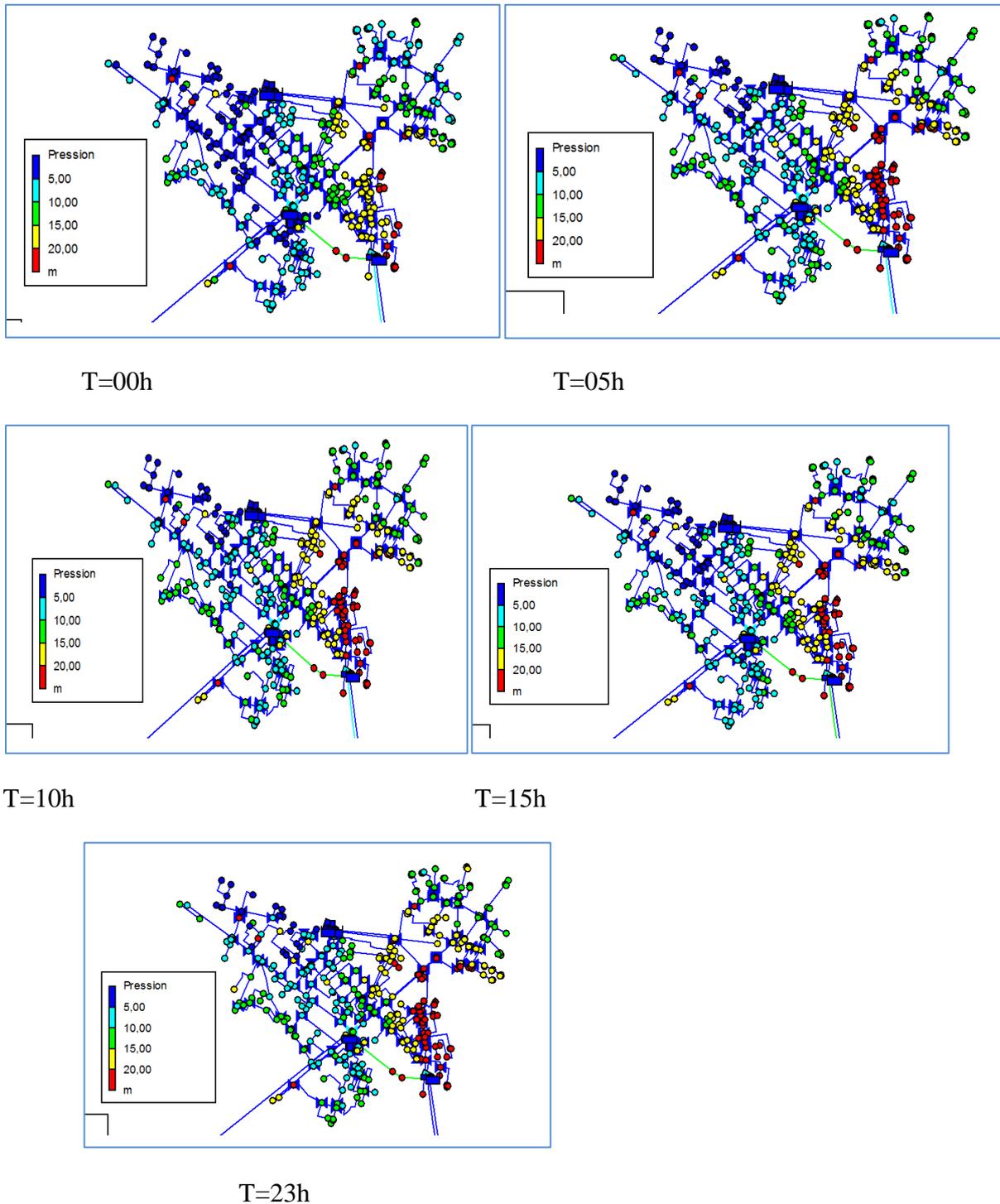


Figure 27: Cartes nœuds d'une distribution simultanée à 5 heures, 10 heures, 15 heures, et 23 heures

Annexe 10: Programme de gestion de la distribution alternée

LINCK P_206 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_206 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_90 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_90 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_93 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_93 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_86 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_86 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_400 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_400 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_50 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_50 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_4 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_4 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_21 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_21 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_27 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_27 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_26 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_26 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_10 CLOSED AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_10 OPEN AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_90 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_90 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_206 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM

LINCK P_206 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_93 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_93 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_86 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_86 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_400 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_400 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK p549 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK p549 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_300 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_300 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_518 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_518 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_520 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_520 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_21 CLOSED AT CLOCKTIME 8 AM
LINCK P_21 OPEN AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_392 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_392 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_515 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_515 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_214 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_214 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_15 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_15 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM
LINCK P_41 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM
LINCK P_41 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

LINCK P_517 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM

LINCK P_517 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

LINCK P_45 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM

LINCK P_45 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

LINCK P_395 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM

LINCK P_395 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

LINCK P_323 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM

LINCK P_323 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

LINCK P_6 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM

LINCK P_6 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

LINCK p549 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM

LINCK p549 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

LINCK P_23 CLOSED AT CLOCKTIME 4 PM

LINCK P_23 OPEN AT CLOCKTIME 0 AM

Annexes 11 Récapitulatif des pertes mensuelles générées par le Barrage

Tableau 23: Récapitulatif des pertes mensuelles générées par le Barrage

Total des prélèvements (* 10 ⁶ m ³ : hm ³)	4 372,8	4 833,1	5 264,4	5 714,5	6 135,6	6 663,9	7 205,0	7 725,5	8 326,0	8 836,5	9 041,0	9 347,5
Perte par infiltration (mm)	62											
Perte par évaporation (mm)	181,33	193,75	230,68	218,14	194,92	145,64	112,24	89,12	90,91	124,03	151,72	167,23
Total Evapo. + infil. (m)	0,243	0,19	0,231	0,22	0,19	0,15	0,112	0,089	0,091	0,12	0,152	0,17
Dépôts solides (hm ³)	0,61											

(SONABEL, 2008)

Annexe 12: Détermination du coût de l'eau refoulée par m³

Tableau 24: Détermination du coût de l'eau refoulée par m³

	Q(m ³ /jr)	4504,5		
	Q(m ³ /s)	0,063		
	Q(m ³ /h)	225,225		
PEHD(PN 16)	315	400	500	355
Di(mm)	257,8	327,2	409	290,4
Vitesse(m/s)	1,20	0,74	0,48	0,95
PDC	196,56	62,45	21,35	110,85
Hgéo(m)	65			
HMT	261,56	127,45	86,35	175,85
E(w)	$E = \rho \times g \times Q \times H \times \frac{1}{3600}$ $\rho = \frac{1000Kg}{m^3}, g = \frac{10N}{s^2}, Q(m^3/jr) H (m)$			
E(w)	3272737,222	1594674,70	1080437,93	2200357,79
E(Kw)	3272,74	1594,67	1080,44	2200,36
P=E(KWH)*70Fcfa	229091,61	111627,23	75630,66	154025,05
Prix/m ³	50,86	24,78	16,79	34,19

Annexe 14 Dimensionnement de la capacité de la bête

Tableau 25: Dimensionnement de la capacité de la bête

débit = 225,225 m ³ /h = 0,0625625 m ³ /s												
Colonne1	0-2	02_04	04_06	06_08	08_10	10_12	12_14	14-16	16-18	18-20	20-22	22-00
Qa(m ³ /h)	225,23	225,23	225,23	225,23	225,23	225,23	0,00	0,00	225,23	225,23	225,23	225,23
Va par tranche (m ³ /h)	450,45	450,45	450,45	450,45	450,45	450,45	0,00	0,00	450,45	450,45	450,45	450,45
Va cumulé (m ³)	450,45	900,90	1351,35	1801,80	2252,25	2702,70	2702,70	2702,70	3153,15	3603,60	4054,05	4504,50
QC(m ³ /h)	219,45	219,45	219,45	219,45	219,45	219,45	0,00	0,00	219,45	219,45	219,45	219,45
Vc par tranche (m ³ /h)	438,90	438,90	438,90	438,90	438,90	438,90	0,00	0,00	438,90	438,90	438,90	438,90
Va cumulé (m ³)	438,90	658,35	1097,25	1536,15	1975,05	2413,95	2413,95	2413,95	2852,85	3291,75	3730,65	4169,55
CR(m ³)	11,55	242,55	254,10	265,65	277,20	288,75	288,75	288,75	300,30	311,85	323,40	334,95
CU(m ³)	335,00											

Annexe 15 Dimensionnement de la capacité du réservoir

Tableau 26: Dimensionnement de la capacité du réservoir

			débit journalier m ³		4697							
			débit horaire m ³ /h		234,85							
			m ³ /s		0,06523611							
Colonne1	0-2	02_04	04_06	06_08	08_10	10_12	12_14	14-16	16-18	18-20	20-22	22-00
Qa(m ³ /h)	219,45	219,45	219,45	219,45	219,45	219,45	0,00	0,00	219,45	219,45	219,45	219,45
Va par tranche (m ³ /h)	438,90	438,90	438,90	438,90	438,90	438,90	0,00	0,00	438,90	438,90	438,90	438,9
Va cumulé (m ³)	438,90	877,80	1316,70	1755,60	2194,50	2633,40	2633,40	2633,40	3072,30	3511,20	3950,10	4389,00
QC(m ³ /h)	97,83	120,65	147,83	196,74	191,30	182,61	189,13	191,30	156,52	146,74	135,87	168,48
Vc par tranche (m ³ /h)	195,65	241,30	295,65	393,48	382,61	365,22	378,26	382,61	313,04	293,48	271,74	336,96
Va cumulé (m ³)	195,65	436,96	732,61	1126,09	1508,70	1873,91	2252,17	2634,78	2947,83	3241,30	3513,04	3850,00
CR(m ³)	243,25	440,84	584,09	629,51	685,80	759,49	381,23	-1,38	124,47	269,90	437,06	539,00
CU(m ³)		760,87										

Tableau 27: Variation de la consommation horaire

	heures de pompages	volume horaire (m ³)	coefficient de variation horaire
	24	60,87	0,38
	1	134,78	0,84
	2	132,61	0,83
	3	108,70	0,68
	4	97,83	0,61
	5	197,83	1,23
	6	208,70	1,30
	7	184,78	1,15
	8	189,13	1,18
	9	193,48	1,21
	10	178,26	1,11
	11	186,96	1,17
	12	189,13	1,18
	13	189,13	1,18
	14	189,13	1,18
	15	193,48	1,21
	16	158,70	0,99
	17	154,35	0,96
	18	150,00	0,94
	19	143,48	0,89
	20	136,96	0,85
	21	134,78	0,84
	22	178,26	1,11
	23	158,70	0,99
	V moyen horaire	160,42	
	Vtotal	3850	

Annexe 16 : Fiche technique des pompes

Pompe avec moteur immergé pour **courant triphasé (3~) / 400 V / démarrage direct (D) ou étoile-triangle (Y-Δ)**

Pompe + moteur	Pompe		Moteur				Câble court ²⁾ , plat	
	Hauteur manométrique Q = 0 m ³ /h	Puissance nominale	Température maxi. du liquide pompé v ≥ 0,2 m/s (= 0 m/s)	Intensité nominale	Rendement	Facteur de puissance	Nombre x section des conducteurs (installation immergée, 400 V et ≤ +30 °C)	
	H ₀ m	P _N kW	t _{maxi} ¹⁾ °C	I _N A	η _M %	cos φ --	Direct mm ²	Y-Δ mm ²
UPA 300 - 94/ ... + ...								
1n + UMA 200D 37/21	34	29,0	37 (32)	62	85,6	0,80	3/4 x 6,0 ³⁾	3/4 x 6,0
1m + UMA 200D 37/21	38	32,0	34 (29)	67	85,5	0,82	3/4 x 6,0 ³⁾	3/4 x 6,0
1k + UMA 200D 37/21	43	36,0	30 (25)	73	85,3	0,84	3/4 x 6,0 ³⁾	3/4 x 6,0
1g + UMA 200D 45/21	47	42,0	31 (25)	85	86,1	0,83	3/4 x 6,0 ³⁾	3/4 x 6,0
1d + UMA 200D 45/21	51	45,0	27 (20)	90	86,0	0,84	3/4 x 6,0 ³⁾	3/4 x 6,0
1 + UMA 200D 55/21	54	54,0	29 (23)	108	87,0	0,84	3/4 x 6,0 ³⁾	3/4 x 6,0
2m + UMA 200D 65/21	78	62,0	29 (23)	123	87,7	0,83	3/4 x 10,0 ³⁾	3/4 x 10,0
2k + UMA 200D 75/21	90	74,0	25 (18)	149	87,3	0,83	3/4 x 10,0 ³⁾	3/4 x 10,0
2h + UMA 200D 90/21	96	82,0	28 (22)	167	88,2	0,81	3/4 x 16,0 ³⁾	3/4 x 16,0
2d + UMA 250D 110/21	105	95,0	26 (19)	191	88,7	0,81	3/4 x 25,0 ³⁾	3/4 x 25,0
2 + UMA 250D 110/21	112	110,0	20 (10)	215	88,5	0,84	3/4 x 25,0 ³⁾	3/4 x 25,0
3k + UMA 250D 110/21	138	110,0	20 (10)	215	88,5	0,84	3/4 x 25,0 ³⁾	3/4 x 25,0
3h + UMA 250D 132/21	146	125,0	24 (15)	237	89,1	0,86	3/4 x 25,0 ³⁾	3/4 x 25,0
3e + UMA 250D 132/21	155	130,0	20 (11)	245	89,1	0,86	3/4 x 25,0 ³⁾	3/4 x 25,0
3c + UMA 250D 160/21	162	145,0	20 (11)	276	89,4	0,85	3/4 x 25,0 ⁴⁾	3/4 x 35 ⁵⁾
3 + UMA 250D 190/21	172	165,0	22 (14)	325	90,0	0,82	3/4 x 35 ⁴⁾ ⁵⁾	3/4 x 50 ⁵⁾
4f + UMA 250D 190/21	204	175,0	19 (10)	341	89,9	0,83	3/4 x 35 ⁴⁾ ⁵⁾	3/4 x 50 ⁵⁾
4c + UMA 300D 250/22	222	205,0	57 (52)	382	90,6	0,86	2x3x70 + 1x35 ⁴⁾ ⁶⁾	2x3x70 + 1x35 ⁶⁾
4 + UMA 300D 250/22	232	225,0	55 (49)	414	90,7	0,87	2x3x70 + 1x35 ⁴⁾ ⁶⁾	2x3x70 + 1x35 ⁶⁾
5 + UMA 300D 300/22	290	280,0	54 (48)	516	91,2	0,86	7 x 1 x 95 ⁴⁾ ⁷⁾	7 x 1 x 95 ⁷⁾
6 + UMA 300D 400/22	348	335,0	52 (45)	619	91,4	0,86	7 x 1 x 95 ⁴⁾ ⁷⁾	7 x 1 x 95 ⁷⁾
7e + UMA 300D 400/22	371	315,0	54 (47)	586	91,4	0,85	7 x 1 x 95 ⁴⁾ ⁷⁾	7 x 1 x 95 ⁷⁾

Figure 28:Fiche technique des pompes de SP1, SP2, SP3

Tableau 278:Point de fonctionnement des pompes de SP2

Longueur de la conduite (m)	45000		
Diamètre de la conduite(160 mm)	0,311		
hauteur géométrique (PF19)	65		
Débit (m ³ /h)	PDC sur la conduite de refoulement	courbe de la conduite de refoulement de la bêche au réservoir	Hmt de la pompe
0	0,0	65,0	160
100	18,3	83,3	155
200	64,3	129,3	153
300	133,9	198,9	150
400	225,5	290,5	120

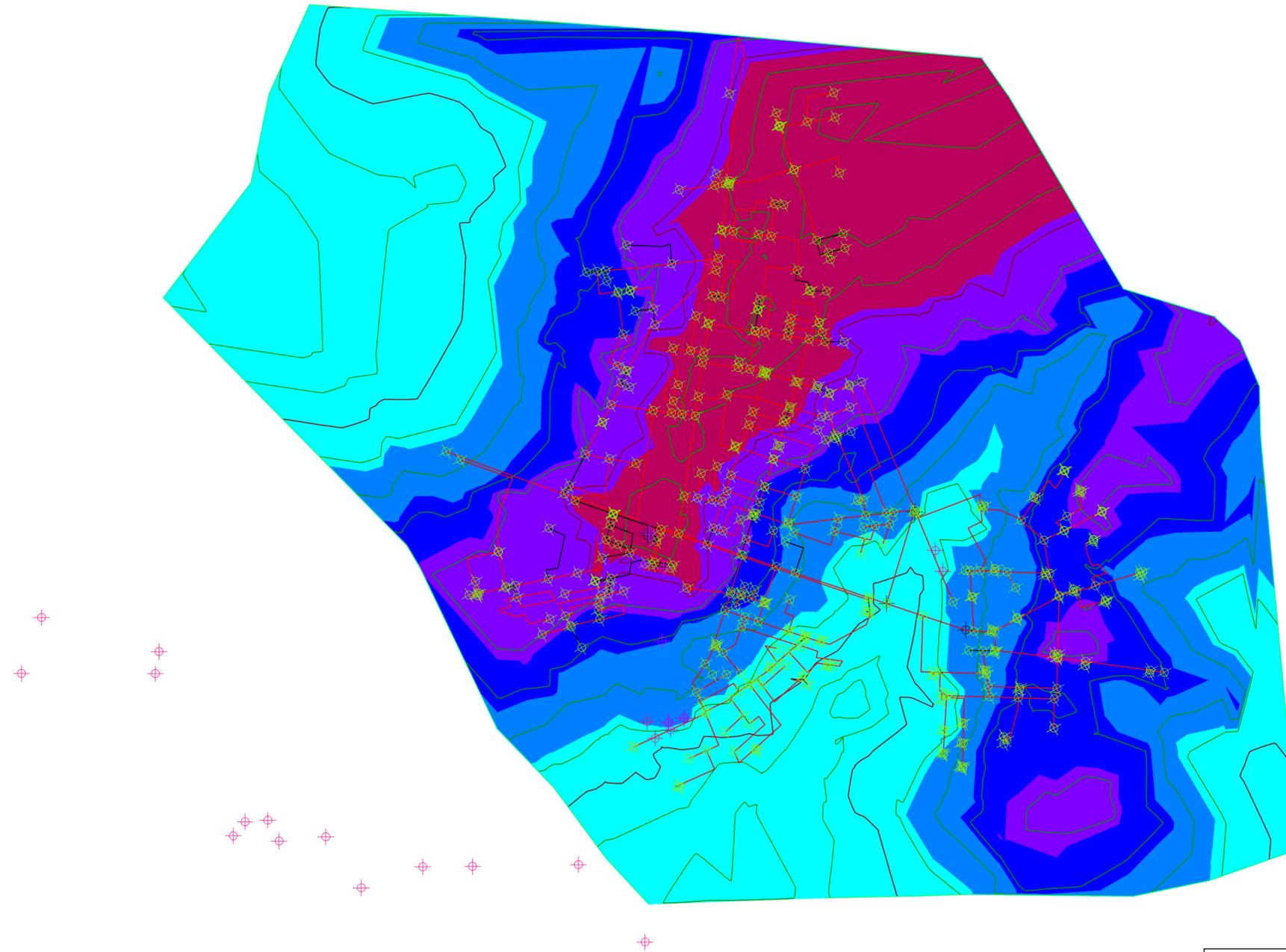
Tableau 28: Point de fonctionnement de SP1 et SP3

Longueur de la conduite (m)	200		
Diamètre de la conduite(400mm)	0,311		
hauteur géométrique (PF19)	19		
Débit (m ³ /h)	PDC sur la conduite de refoulement	courbe de la conduite de refoulement de la bâche au réservoir	Hmt de la pompe
0	0,0	19,0	28
100	0,1	19,1	28
200	0,3	19,3	27
300	0,6	19,6	20
400	1,0	20,0	12

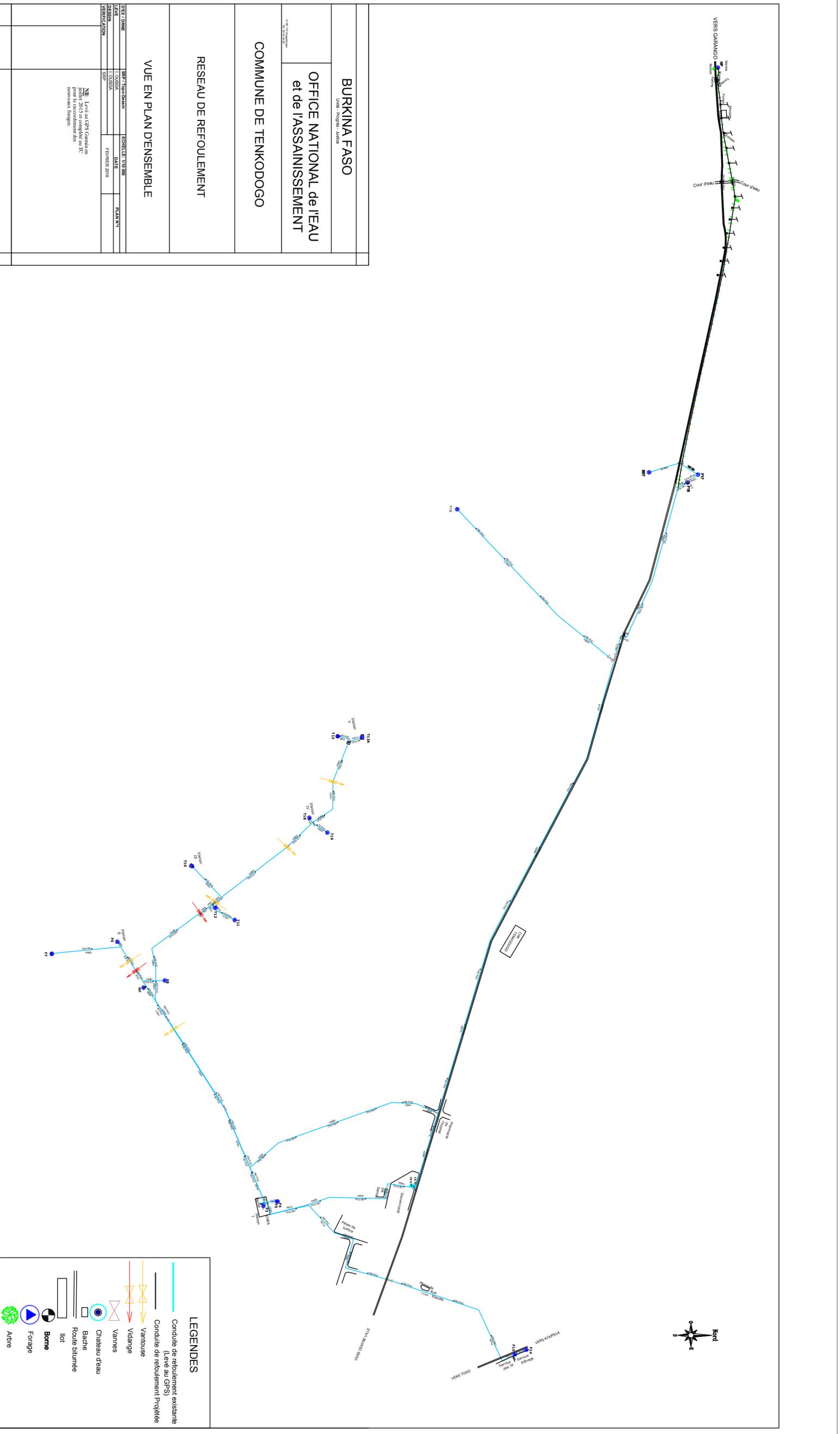
Annexe I: Réseau de distribution de Tenkodogo

Annexe II : Réseau de refoulement

Plan altimétrique du
réseau AEP de Tenkodogo



Legende	
	Forage
	noeud
	Reseau
Reservoir	
	318-324
	312-318
	306-312
	302-306
	296-302
Dessin:YANOGO Amelie	Echelle : 1/20.000



BURKINA FASO	
Union Nationale, Union	
OFFICE NATIONAL de l'EAU et de l'ASSAINISSEMENT	
COMMUNE DE TENKODOGO	
RESEAU DE REFOULEMENT	
VUE EN PLAN D'ENSEMBLE	
DATE / OME	SIBP Togo-Dahomey
LEVE	1. OUBA
DESIGNATION	SIPO
DATE	FEBRER 2016
PLANIFI	PLANNI
NB: Levé au GPS Commun juillet 2015 et complété au TC pour le raccordement des tronçons manquants.	

LEGENDES	
	Conduite de refoulement existante
	Conduite de refoulement (Levé au GPS)
	Conduite de refoulement Projétée
	Vantouze
	Vidange
	Vannes
	Chateau d'eau
	Bacine
	Roadie diluante
	Borne
	Forage
	Arbre