



**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA CITE DES
FORCES VIVES DE TENKODOGO, DANS LA REGION DU
CENTRE-EST, BURKINA FASO**

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

OPTION : EAUX SOUTERRAINES

Présenté et soutenu publiquement le [date] Par

ABDOULAYE Abderahim (N°20111179)

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

Maître de stage : Payibem ILBOUDO, Chef de service/ Etudes et Travaux de la Direction de la Planification et des Investissements de l'ONEA

Structure d'accueil du stage : Office Nationale de l'Eau et de l'Assainissement

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Prof Harinaivo A. ANDRIANISA**

Membres et correcteurs : **Mr Moussa OUEDRAOGO
Dr Cheick Omar ZOURE**

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire en signe de respect et de reconnaissance à :

- ✓ *ALLAH le très miséricordieux pour sa grâce ;*
- ✓ *Mes parents pour tous les sacrifices consentis pour mon éducation, et leurs soutiens moraux et spirituels ;*
- ✓ *Mon aîné NOH Abderahim, envers qui je n'arrive pas à trouver les mots justes pour lui exprimer ma gratitude. Grand frère, je te remercie infiniment ;*
- ✓ *Mon frère Mahamat Abderahim pour son soutien multiforme ;*
- ✓ *Toute la famille, les amis et à tous ceux qui ont passé avec moi des moments inoubliables.*

REMERCIEMENTS

Les quelques pages de ce rapport présentent les années d'échanges, de réflexions, de collaborations nombreuses qui ont fait la richesse de cette aventure, et dont je voudrais saluer les auteurs.

En premier lieu, je remercie mon encadreur interne Dr Lawani Adjadi MOUNIROU, pour sa disponibilité et pour l'enrichissement scientifique qu'il a apporté à ce travail. J'ai eu la chance de pouvoir bénéficier de son savoir intarissable, de ses idées foisonnantes et fécondes, et de ses approches originales, innovantes et parfois courageuses.

Je remercie mon encadreur externe Monsieur Payibem ILBOUDO, chef de service Etude et Travaux de l'ONEA, pour son assistance technique et son accompagnement tout au long de stage.

J'exprime aussi mes profonds remerciements à tous mes professeurs de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et l'Assainissement (2iE) plus précisément à l'équipe pédagogique de la formation Infrastructures et Réseaux Hydrauliques (IRH), qui ont brillé par la qualité de leurs enseignements, leurs efforts continus afin de me donner le maximum de savoir, si je soutiens aujourd'hui, c'est grâce à leurs conseils, leurs patiences et la transmission de leurs connaissances et leurs savoir-faire.

Nous tenons à remercier particulièrement :

- ✓ Mr Boubacar ZONGO du service Etude et Travaux de l'ONEA
- ✓ Mr NAPO, chef de service Mobilisation de Ressources en Eau de l'ONEA
- ✓ Merci au Directeur Général de l'Office National de l'Eau et l'Assainissement (ONEA) et aux agents de la Direction de la Planification et de l'Investissement (DPI) et de la Direction Régionale de Nord-Est (DRNE), pour leur aide précieuse et spontanée.

Merci à toute ma famille, à mes amis et collègues, et à toutes les personnes qui m'ont assisté de près ou de loin que je n'aie pas cité nommément, sachez que je suis infiniment reconnaissant pour votre importante contribution à ce modeste travail.

RESUME

La commune de Tenkodogo est située dans la partie Centre-Est du Burkina Faso. Elle a bénéficié dans le cadre de l'organisation de la fête nationale du 11 décembre 2019, de la réalisation d'un système AEP qui fait l'objet de notre étude.

Cette étude porte sur la : « conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la cité des forces vives de Tenkodogo ». La cité a une superficie de 104 hectares et abritera une population estimée à 5862 habitants à l'horizon de la saturation des parcelles. Le réseau a été dimensionné manuellement à l'aide de l'outil Excel par la méthode de Hardy-Cross et ensuite simulé sur l'outil EPANET. Le résultat de notre étude fait ressortir un besoin journalier de 436 m³ qui sera couvert par cinq (5) forages d'un débit moyen estimé à 5 m³/h chacun. La distribution se fera à partir d'un réservoir métallique cylindrique d'une capacité de 150 m³ et d'une hauteur sous radier de 15 m. Le réseau est constitué de conduites en PVC PN 10 sur une longueur totale de 14 908 m dont 11899 m de distribution et 3009 m d'adduction avec des diamètres allant de 63 à 200 mm. La desserte est entièrement assurée par des branchements privés à partir d'un réseau mixte (18 mailles et 1 réseau ramifié). La pression de service préconisée pour les branchements privés est de 10 mCE. La vitesse d'écoulement dans les conduites est comprise entre 0,04 m/s et 0,91 m/s. Les installations du système AEP seront alimentées par le réseau électrique national fournit par la Société Nationale Burkinabé d'Electricité (SONABEL). Un plan de gestion environnemental a été proposé pour atténuer les impacts du projet sur l'environnement.

Le coût global du projet s'élève à cent quatre-vingt-onze millions six cent soixante-douze mille six cent quatre-vingt-quatre **(191 672 684 FCFA TTC)**.

Mots clés :

- 1- Tenkodogo
- 2- Forces vives
- 3- AEP
- 4- EPANET
- 5- Plan de gestion environnemental

ABSTRACT

The municipality of Tenkodogo is located in the central-eastern part of Burkina Faso. As part of the organisation of the national holiday on 11 December 2019, it benefited from the creation of an AEP system, which is the subject of our study.

This study focuses on the: «design and dimensioning of the drinking water supply network for the city of Tenkodogo». The city has a surface area of 104 hectares and will have an estimated population of 5862 inhabitants by the time the plots are saturated. The network was manually dimensioned using the Excel tool by the Hardy-Cross method and then simulated on the EPANET tool. The result of our study shows a daily requirement of 436 m³ which will be covered by five (5) boreholes with an estimated average flow rate of 5 m³/h. The distribution will be made from a cylindrical metal tank with a capacity of 150 m³ and an underfloor height of 18 m. The network consists of PVC PN 10 pipes with a total length of 14,908 m, including 11,899 m of distribution and 3009 m of supply with diameters ranging from 63 to 200 mm. The service is entirely provided by private connections from a mixed network (18 meshes and 1 branched network). The recommended operating pressure for private connections is 10 mWg. The flow velocity in the pipes is between 0.02 m/s and 0.91 m/s. The AEP system installations will be supplied by the national electricity grid provided by the Burkinabe National Electricity Company (SONABEL). An environmental management plan has been proposed to mitigate the project's environmental impacts.

The total cost of the project amounts to one hundred and ninety-three million three hundred and twenty-three thousand eight hundred and ninety-four (193,323,884 CFA francs including tax).

Keywords:

- 1- Tenkodogo
- 2- Forces vives
- 3- AEP
- 4- EPANET
- 5- Environmental management plan

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE)
AEP	: Adduction en Eau Potable
C.I.E.H	: Comité Interafricain d'Etude Hydraulique
DRNE	: Direction Régionale de Nord-Est
DN	: Diamètre Nominal
DPI	: Direction de la Planification et de l'Investissement
FCFA	: Franc de la communauté financière Africaine
HMT	: Hauteur Manométrique Totale
INSD	: Institut nationale des Statistiques et de la démographie
MEA	: Ministère de l'Eau de l'Environnement
ODD	: Objectifs du Développement Durable
OMD	: Objectifs du Millénaire pour le Développement
OMS	: Office Mondial de la Santé
ONEA	: Office Nationale de l'Eau et l'Assainissement
PNDES	: Programme National de Développement Economique et Social
PMA	: Pression Maximale Admissible
PN	: Pression Nominale
PN 10	: Pression Nominale 10 bars
PN-AEP	: Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable
PVC	: Polychlorure de vinyle
SONABEL	: Société Nationale Burkinabé d'Electricité
TTC	: Toutes Taxes Comprises

SOMMAIRE

I. INTRODUCTION	5
II. PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE	7
II.1. Présentation de la structure d'accueil	7
II.1.1. Organigramme de l'ONEA	7
II.2. Présentation de la zone d'étude	9
II.2.1. Situation géographique	9
II.2.2. Relief et géomorphologie.....	10
II.2.3. Climat et pluviométrie	10
II.2.4. Les ressources en eau.....	12
II.2.5. La végétation.....	13
II.2.6. Aspect socio-économique	14
III. PRÉSENTATION DU PROJET.....	15
III.1. Contexte et justification.....	15
III.2. Objectifs de l'étude	15
IV. METHODOLOGIE	16
IV.1. Méthodologie de l'étude	16
IV.1.1. Recherche documentaire.....	16
IV.1.2. Collectes et traitement de données	16
IV.2. Méthodologie de conception.....	16
IV.2.1. Estimation des besoins en eau de la population.....	17
IV.2.2. Estimation des débits d'écoulement.....	19
IV.2.3. Dimensionnement des ouvrages constitutifs du système.....	20
IV.2.3.1. Dimensionnement du réseau de refoulement.....	20
IV.2.3.2. Dimensionnement du réservoir	23
IV.2.3.3. Dimensionnement du Réseau de distribution.....	25
IV.2.3.4. Les équipements et les moyens de protection du réseau	30
IV.2.3.5. Pose des conduites	31

IV.2.3.6. Simulation sur Epanet.....	32
V. ÉTUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE	33
V.1. Estimation de la population	33
V.2. Estimation des besoins en eau et du débit de dimensionnement du réseau	33
V.3. Disponibilité des ressources d'eau	34
V.4. Dimensionnement du réseau de refoulement.....	35
V.4.1. Choix du diamètre	35
V.4.2. Hauteur Manométrique Totale (HMT)	37
V.4.3. Choix de pompes.....	37
V.4.4. Vérification du risque de coup de bélier	38
V.4.5. Point de fonctionnement	38
V.5. Dimensionnement du réservoir	39
V.6. Dimensionnement du réseau de distribution.....	41
V.6.1. La pose des conduites	44
V.6.2. Simulation du réseau avec l'outil Epanet 2.0.....	45
VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	48
VI.1. Impacts négatifs.....	48
VI.2. Impacts positifs	48
VI.3. Mesures d'atténuation.....	49
VI.4. Coût des mesures d'atténuation.....	49
VI.5. Evaluation du coût du projet.....	50
VII. CONCLUSION.....	51
VIII. RECOMMANDATION	52
IX. BIBLIOGRAPHIE	53
X. ANNEXE	I

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: évaluation de la pluie de 10 dernière années.....	11
Tableau 2: Situation des retenues d'eau de la commune de Tenkodogo	13
Tableau 3: Estimation de la population.....	33
Tableau 4: Estimation des besoins en eau.....	33
Tableau 5: Débit d'adduction	34
Tableau 6: Caractéristiques des forages	34
Tableau 7: Résultats obtenus par la formule de Bresse.....	35
Tableau 8: Résultats obtenus par la formule de Bresse modifié	35
Tableau 9: Résultats obtenus par la formule de Munier.....	36
Tableau 10: Récapitulatif des diamètres de conduites calculés	36
Tableau 11: Détermination de HMT	37
Tableau 12: Caractéristiques des pompes	37
Tableau 13: Vérification du risque de coup de bélier	38
Tableau 14: Débit et HMT au point de fonctionnement	38
Tableau 15: Estimation de la capacité du réservoir.....	39
Tableau 16: Dimensions constructives du réservoir	40
Tableau 17: Calage du réservoir.....	40
Tableau 18: Dimensionnement du réseau maillé	42
Tableau 19: Dimensionnement des conduites de la partie ramifiée.....	43
Tableau 20: Récapitulatif des diamètres et longueurs du réseau de distribution	43
Tableau 21: Dimensions des fouilles	44
Tableau 22: coût des mesures d'atténuation des impacts du projet	49
Tableau 23: Récapitulatif du devis estimatif des installations	50

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de l'ONEA	8
Figure 2: Localisation de la commune	9
Figure 3 : plan du réseau de refoulement	35
Figure 4: Illustration de Pose des conduites.....	44
Figure 5: Etat des vitesses et pressions dans le réseau	45
Figure 6: Débits des tronçons.....	46
Figure 7: Vitesses dans les tronçons	46

I. INTRODUCTION

L'eau potable, ressource très indispensable à la survie de l'homme et de son environnement, se fait de plus en plus rare. Comme cause de cette rareté, nous pouvons citer notamment l'augmentation perpétuelle des besoins et l'insuffisance des ressources en eau. Le Burkina Faso, à l'instar de plusieurs pays sahéliens, est aussi confronté à de problème d'accès à l'eau potable.

Dans l'optique de remédier à ce problème d'accès à l'eau potable et atteindre les objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD), le gouvernement burkinabé avec l'appui de ses partenaires, a mis en œuvre le Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable et d'Assainissement (PN-AEPA) entre 2005 et 2015 qui a présenté des résultats satisfaisants. Ainsi, les taux d'accès à l'eau potable en milieu rural et en milieu urbain ont accru respectivement de 52% à 65 % et de 74% à 89,9% [1].

Après les OMD, le Burkina Faso a continué dans la même lancée pour pouvoir atteindre cette fois-ci les objectifs du Développement Durable à l'horizon 2030 (ODD), notamment l'objectif N°6 intitulé comme suit « Garantir l'accès de tous à l'eau et l'assainissement et assurer une gestion durable des ressources en eau » à travers son Programme National d'Approvisionnement en Eau Potable 2016-2030 (PN AEP). Ce programme constitue un plan national pour le développement du sous-secteur de l'AEP à l'horizon 2030. Son objective est de satisfaire durablement et efficacement les besoins en eau potable de la population en quantité et en qualité.

Ainsi, pour mieux se rapprocher des objectifs cités ci-haut, le gouvernement burkinabé a adopté le décret N°2008 392/PRES/PM/MATD/MEF/DEF du 02 juillet 2008, portant principes et modalités d'organisation de la fête nationale du 11 décembre (JO N°30 du juillet 2008) pour la commémoration tournante de la célébration de la fête de l'indépendance couramment appelée le 11 décembre. L'objectif de cette décision est de soutenir et promouvoir les potentialités des différentes régions du pays. Cette année 2019, l'honneur revient à la région du Centre-Est d'abriter l'évènement et bénéficier des nouvelles infrastructures, notamment des infrastructures hydrauliques. Parmi les infrastructures à mettre en place, il est prévu la réalisation d'un système Approvisionnement en Eau Potable (AEP) dans la cité des forces vives de Tenkodogo. Ce projet est piloté par l'Office National de l'Eau et l'Assainissement (ONEA).

C'est dans ce contexte que nous avons effectué un stage de fin de cycle de master II spécialité Génie Civil et Hydraulique option Infrastructures et Réseaux Hydrauliques au sein de l'ONEA

sous le thème « Conception et dimensionnement du réseau d'Alimentation en Eau Potable de la cité des forces vives de Tenkodogo, dans la région du Centre Est, Burkina Faso»

De façon spécifique, cette étude a été organisée autour des points suivants : de la présentation de la zone d'étude, l'évaluation des besoins en eau de la population, l'étude de faisabilité technique, une notice d'Impact Environnementale et Sociale et une évaluation financière du projet.

Mais avant d'aborder en détail de tous ces points, il est important de présenter la structure au sein de laquelle s'est déroulé notre stage.

II. PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE

II.1. Présentation de la structure d'accueil

L'office National de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) a été créé par décret n°85/387/CNR/PRES/EAU du 28 juillet 1985 sous la forme d'un établissement public de l'Etat à caractère industriel et commercial (EPIC). Il a été transformé en société d'état le 2 novembre 1994 (décret n°94 391/PRES/MICM/EAU). Son siège social est situé à Ouagadougou sur l'avenue de l'ONEA, porte 220, secteur 27 (Pissy) 01 BP 170 Ouagadougou 01.

L'ONEA est chargé de la production et de la distribution de l'eau potable ainsi que de la promotion de l'assainissement des eaux usées et excréta des centres urbains et semi urbains du Burkina Faso. Il intervient dans les localités de plus de 10 000 habitants ainsi que les chefs-lieux de provinces sur l'ensemble du territoire burkinabè.

L'ONEA gère cinquante-huit (58) centres répartis dans les quatre (4) Directions régionales ci-dessous :

- ✓ Direction Régionale de Ouagadougou (DRO)
- ✓ Direction Régionale de Bobo-Dioulasso (DRB)
- ✓ Direction Régionale de Nord-Ouest (DRNO)
- ✓ Direction Régionale de Nord-Est (DRNE)

II.1.1. Organigramme de l'ONEA

Suite à la délibération du conseil d'administration de l'ONEA en date du 14 octobre 2010 : l'ONEA est administré par une Direction générale installée à Ouagadougou, siège social de l'Office. Elle regroupe les Directions centrales selon l'organigramme ci-après (figure 1).

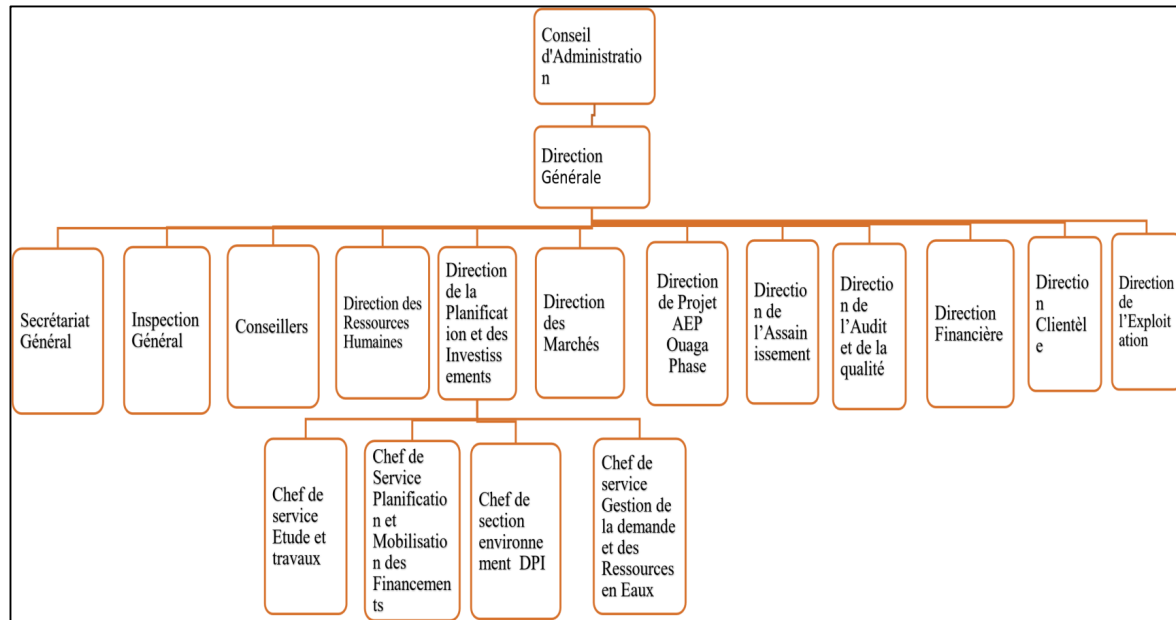


Figure 1: Organigramme de l'ONEA

II.2. Présentation de la zone d'étude

II.2.1. Situation géographique

La commune de Tenkodogo est située dans la partie Est du Burkina Faso, entre les latitudes 10°54' et 12°3' Nord et les longitudes 0°15' Est et 0°54 Ouest. Elle est localisée dans la province du Boulgou, dans la région du Centre Est et est chef-lieu de ces deux entités territoriales. Elle s'étend sur une superficie d'environ 1147 Km². Son centre urbain est distant d'environ 185 Km de Ouagadougou la capitale du Burkina Faso, à 105 km environ de la frontière du Togo et à 80 Km de celle du Ghana.

Elle est desservie par deux principales routes : la RN 16 qui relie Koupéla au nord et les frontières avec le Togo et le Ghana au sud et la RN 17 reliant Tenkodogo à la frontière du Togo en passant par Ouargaye à l'est d'une part et l'ouest la région du Centre Sud (Guiba) en passant par Garango d'autre part [2].

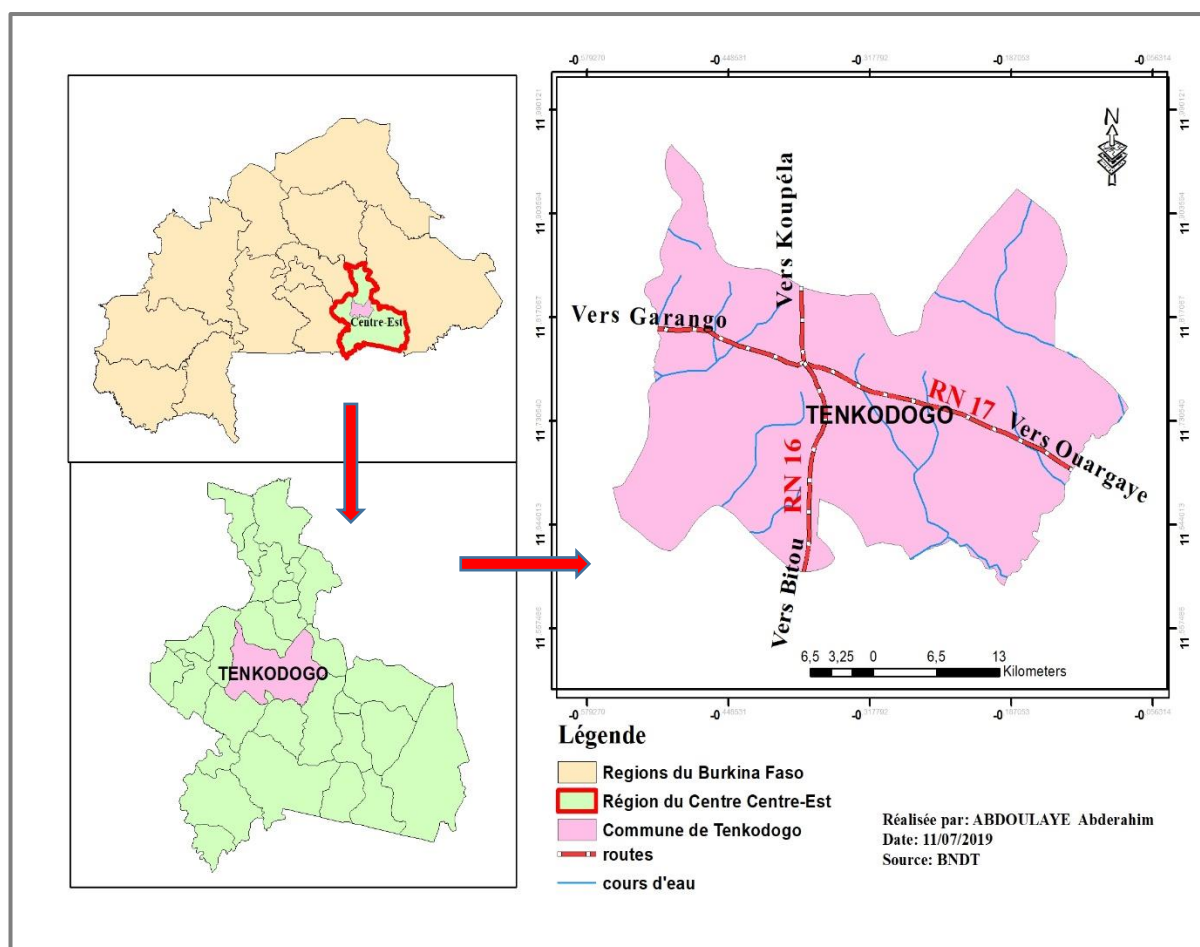


Figure 2: Localisation de la commune

II.2.2. Relief et géomorphologie

a. Géologie

Les formations géologiques observées dans la commune de Tenkodogo appartiennent au socle birimien. Ce socle est composé de ceintures volcano sédimentaires et plutoniques métamorphosées à l'Eburnéen et de formation plutoniques (tonalites et granites). Les ceintures volcano sédimentaires et plutoniques sont concentrées à l'extrême Nord-Ouest et à l'Est de la commune où elles forment des affleurements orientés NE SW. Elles comportent des corps volcaniques tels que les tufs béchiques, ainsi que les lanières de schistes volcano sédimentaires et quartzites parfois à manganèse. Des faciès métamorphiques des bandes orientées NE SW : amphibolites, orthogénies et leptynites [2].

b. Géomorphologie

Le relief de Tenkodogo est constitué de terrains birimiens pénéplanés très mollement vallonnés, dont l'altitude varie de 180 m dans les bas-fonds à 400 m pour les points hauts, avec des collines atteignant 335 m au Nord-Ouest, à la frontière avec la commune de Garango. Les hauts reliefs sont constitués par des schistes indurés et des leptynites parfois rubanées granitiques à tonalitiques. Les massifs granitiques dont le massif de Tenkodogo, forment des chaos avec des blocs pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres cubes. Les curasses latéritiques fossiles forment des plateaux tabulaires qui dominent la pénéplaine de 10 à 50 m. trois types morphologiques principaux se distinguent : les granitoïdes aux formes empâtées à relief très peu accentué (exception faite de petits plutons tardifs, peu nombreux, qui forment des reliefs plus escarpés) ; les schistes des ceintures volcano sédimentaires souvent très altérés au Nord-Ouest de la commune qui forment des vestes plaines ; les corps métamorphiques intercalés dans les granitoïdes qui forment les chainons à relief marqué [2].

II.2.3. Climat et pluviométrie

a. Climat

Le climat de Tenkodogo est de type soudano sahélien. Il est caractérisé par l'alternance de deux saisons : une saison sèche s'étendant de Novembre à Mai, pendant laquelle la zone est soumise au régime de l'alizé continental ou harmattan et une saison des pluies ou hivernage dont les précipitations s'étendent de juin à Octobre.

Du point de vue thermique, c'est en Avril et Mai que les températures sont les plus élevées. Les minima (T_m) et les maxima (T_M) en avril, atteignent respectivement 25,8°C et 39,3°C.

Les températures les plus basses s'observent en Décembre et Janvier, s'atteignent en moyenne 19,4°C (mois de Janvier) tandis que les maximas moyens du même mois s'élèvent à 35,5°C. Cette variation de température a des incidences sur les éléments constitutifs du sol tels que les minéraux et les roches ainsi que sur la pluviométrie [2].

b. Pluviométrie

Ce sont les pluies qui constituent un élément déterminant pour l'activité agricole et l'approvisionnement de la nappe phréatique. Elles se caractérisent par leur irrégularité et leur mauvaise répartition. Le tableau 1 met en relief la fluctuation des précipitations de la période allant de 2006 à 2015.

Tableau 1: évaluation de la pluie de 10 dernière années

Année	Hauteur d'eau (mm)	Nombre de jours de pluie
2006	879,9	55
2007	ND	ND
2008	ND	ND
2009	1059,4	68
2010	679	58
2011	679	58
2012	825,1	65
2013	720,10	54
2014	849,7	64
2015	730,6	51

Source 1: Zone d'Appui Technique (ZAT) de Tenkodogo

L'observation du tableau ci-dessus indique que la pluviométrie annuelle à Tenkodogo est variable aussi bien en quantité d'eau tombée qu'en nombre de jours de pluie dans l'année. La moyenne annuelle des précipitations s'élève à 805 mm pour 59 jours de pluie. Comparer à cette moyenne, il apparaît que sur les huit (8) années de relevés, quatre (4) sont déficitaires et quatre (4) sont au-dessus de la moyenne, tandis que trois (3) années indiquent des nombres de jours de pluie en dessous de la moyenne décadaire, deux (2) sont dans la moyenne et trois (3) au-dessus de la moyenne. Ces variations engendrent d'énormes conséquences : besoins en eau,

compromission des activités agricoles, insuffisance d'eau dans les rivières pour les hommes et les animaux qui en dépendent pour leur besoin et diverses activités. Les grandes quantités d'eau de pluie sous forme d'averses ou de crues comme le cas en 2009, ne garantissent pas de bonnes récoltes aux paysans lorsqu'elles sont mal réparties [2].

II.2.4. Les ressources en eau

a. Les eaux de surface

Le territoire communal est drainé par un réseau hydrographique assez dense à partir du bassin versant du Nakambé.

Il s'agit :

- ✓ du Kouloubili : il est situé à l'Est entre les communes de Tenkodogo et de Bané sur longueur de 11 km ;
- ✓ du Sablogo : situé à l'Est, il délimite les communes de Tenkodogo et de Lalgaye et coule sur 19 km du Nord vers le Sud ;
- ✓ du koulbalé : il traverse le centre de la commune, et coule du Nord vers le Sud sur une longueur de 24 km. Il dessert la ville de Tenkodogo et les villages de Loanga, Dazé, Bassaré, Nama avant de rejoindre le Doubégué dans la commune de Bagré ;
- ✓ du Dougui Moudi : il s'écoule du Nord au Sud sur une longueur de 13 km en sillonnant Sabtenga, Pouswaka, Bidiga, Sébretenga, de Godin, Bampéla et rejoint le Tcherba, un autre cours d'eau dans la commune de Bagré.

Ces différents cours d'eau de la commune sont saisonniers. Toutefois, ce réseau hydrographique est jalonné de pentes importantes favorisant ainsi un bon drainage des eaux pluviales et de ruissèlements et transportant les matériaux colluviaux, sources de sédimentation et de pédogenèse.

On note l'existence de six (6) barrages dans la commune de Tenkodogo dont deux (2) sont situés au Sud et à l'Est de la ville, dénommés respectivement Tenkodogo I et Tenkodogo II. Le premier est à régime temporaire, aménagé sur 1 ha pour un usage domestique. Le second, deux fois de capacité plus grande que le premier est pérenne et aménagé sur 1 ha également mais exploité pour la culture maraîchère. A cela, s'ajoute les barrages Bidiga (935 000 m³), de Ouéguedo (432 646 m³), de Gourgou (2 514 264 m³) et de Lagdwenda (449 750 m³) [2].

Les retenues de la commune de Tenkodogo sont présentées dans le tableau 2.

Tableau 2: Situation des retenues d'eau de la commune de Tenkodogo

Commune	Village / secteur	Nom de la retenue	Longitude	Latitude	Volume (m ³)	Etat du site
Tenkodogo	Secteur 1	Tenkodogo 1	00°22'36''O	11°46'21''N	340 000	Non pérenne
Tenkodogo	Secteur 2	Tenkodogo 2	00°21'39''O	11°47'24''N	655 000	Non pérenne
Tenkodogo	Ouéguédo	Ouéguédo	00°25'19''O	11°49'13''N	432 646	pérenne
Tenkodogo	Gourgou	Gourgou	-	-	2 504 264	pérenne
Tenkodogo	Lagdwenda	Lagdwenda	00°11'01''O	11°44'29''N	449 750	pérenne
Tenkodogo	Bidiga	Bidiga	00°31'11,1''N	11°48''58''N	935 000	pérenne

Source 2: Direction régionale de l'eau, service régional des ressources en eaux (SRRE)

b. Les eaux souterraines

D'après les études réalisées par le PIVHES/Boulgou et le C.I.E.H sur les ressources en eau souterraine, la zone se caractérise par une épaisseur d'altération très faible, variant entre 0 à 10 m. La profondeur de la nappe phréatique est de 7 m. Le niveau d'eau se trouve dans la roche dure, les réserves en eaux souterraines sont faibles, et la probabilité de l'existence de nappes compartimentées ou discontinues est relativement élevée.

Cette situation n'exclut pas que l'on trouve des endroits plus favorables. Les gisements d'eau souterraine sont sous l'influence des précipitations, et malgré le fait que la pluviométrie soit relativement bonne, la recharge de ces nappes est médiocre, à cause de la mauvaise perméabilité des sols vertiques due aux argiles gonflantes, peu perméables [2].

II.2.5. La végétation

La commune de Tenkodogo est couverte d'une végétation de type soudanien. Les principales espèces que l'on rencontre sont : le karité, le néré, le résinier, le baobab, tamarinier, l'andropogon, etc. Cette végétation est constituée d'une savane arborée entremêlée de tapis graminées au Sud Est et l'Est. Au Centre et à l'Ouest, elle se compose d'une savane arbustive.

On note la présence de bois sacrés et de bosquets. Par ailleurs, il existe une importante forêt protégée à Sablogo et une forêt villageoise à Kokoaga Ouest. Le potentiel forestier est situé surtout à l'Est plus précisément dans la zone du village de Moaga [2].

II.2.6. Aspect socio-économique

La population urbaine de Tenkodogo est estimée à 44 487 habitants avec un taux de croissance de 3,52 %. [3]

L'économie de Tenkodogo est dominée par les activités agropastorales. L'agriculture et l'élevage occupent 80% des habitants de la commune [2].

Les autres activités sont :

- ✓ le commerce assez 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, etc. ;
- ✓ l'artisanat (confection de nattes, de paniers, de Canaries et quelques objets d'art) qui demeure très peu développé dans la commune.

III. PRÉSENTATION DU PROJET

III.1. Contexte et justification

Au Burkina Faso, comme partout ailleurs en Afrique subsaharienne, des efforts sont consentis dans la perspective de doter la population d'un système d'approvisionnement en eau potable adéquat, en vue d'améliorer les conditions de vie et lutter contre la pauvreté. Malgré les multiples efforts consentis par l'État burkinabé dans le domaine d'approvisionnement en eau, des problèmes y subsistent toujours. Comme cause, nous pouvons citer entre autre : l'augmentation perpétuelle des besoins et des insuffisances des ressources en eau. En général, nous constatons pour la plupart des villes, en particulier celle de Tenkodogo, des pénuries d'eau répétitives liées à un apport d'eau insuffisant et un système d'AEP restreint qui ne couvre pas toute la ville.

C'est pourquoi l'État avec l'aide de ses partenaires techniques et financiers, essaie de fournir à la population une eau de qualité et en quantité suffisante. C'est dans cette optique qu'a été inscrit le projet de conception et dimensionnement du réseau d'Alimentation en Eau potable (AEP) de la cité des forces vives de Tenkodogo.

III.2. Objectifs de l'étude

L'objectif général de cette étude est de concevoir et dimensionner un réseau AEP dans la cité des forces vives de Tenkodogo.

Les objectifs spécifiques de cette étude sont :

- ✓ Evaluer les besoins et les demandes en eau de la population ;
- ✓ Identifier les ressources en eaux disponibles pour satisfaire les besoins ;
- ✓ Concevoir et dimensionner un système permettant de satisfaire la demande;
- ✓ Faire une notice d'impact environnemental ;
- ✓ Estimer l'enveloppe financière.

IV. METHODOLOGIE

IV.1. Méthodologie de l'étude

Il s'agit ici de décrire : la procédure adoptée pour l'atteinte des résultats, des matériels utilisés, la recherche documentaire, la visite du terrain, la collecte des données et leur traitement, et enfin la rédaction du mémoire.

IV.1.1. Recherche documentaire

Elle a consisté tout d'abord à prendre connaissance de notre sujet et à consulter les documents abordant des thématiques ou ayant quelques points communs avec le sujet. Ces différents documents consultés ont été obtenus :

- ✓ à la direction générale de l'ONEA à Ouagadougou
- ✓ à la station de l'ONEA de la ville de Tenkodogo
- ✓ au centre de documentation et d'information du 2iE (CDI-2iE).

IV.1.2. Collectes et traitement de données

Cette phase consiste à l'exploitation des documentations obtenues au cours de la recherche documentaire et observation sur le terrain. Cela nous a permis de faire une synthèse de données nécessaires à :

- ✓ l'estimation de la population de la zone d'étude ;
- ✓ l'évaluation de la demande en eau de la population ;
- ✓ la détermination du nombre des forages nécessaires ;
- ✓ la détermination des caractéristiques et choix des pompes à l'aide de l'outil Excel et le catalogue Grundfos ;
- ✓ la simulation du réseau hydraulique sous Excel et/ou EPANET ;
- ✓ la détermination des conduites de refoulement et de distribution.

IV.2. Méthodologie de conception

Il a été question de mettre en place un ensemble de dispositifs capables de fournir une eau potable de façon durable et efficace. Elle est fonction des données collectées lors des étapes précédentes, des spécificités des ouvrages et des formules de dimensionnements que nous allons utiliser.

Cependant, pour assurer la durabilité du système, on doit impérativement intégrer dans la conception le critère qualité et Gestion intégrée des Ressources en Eau (GIRE).

IV.2.1. Estimation des besoins en eau de la population

Le besoin en eau correspond à l'offre que le système devra rendre disponible pour répondre à la demande des usagers. Les besoins en eau sont déterminés à chaque stade du système en prenant en compte la demande en eau des usagers, leur comportement et les rendements des installations concernées. La ressource en eau du système étant le forage, les besoins ont été évalués journalièrement.[4]

a. Estimation de la population

La population de la cité est estimée à l'horizon de la saturation des parcelles, en raison de six (06) personnes par logement. Le nombre total des parcelles est de 977 [5].

- ✓ Nombre de logements économiques : 594
- ✓ Nombre de logements sociaux : 116
- ✓ Nombre des standings : 267

Nombre d'habitants = nombre de logements $\times$ la taille moyenne des ménages

b. Consommation spécifique

La consommation de la ville de Tenkodogo est estimée à 39 l/jr/hab [6]. Cette estimation est légèrement en dessous des normes admises par l'OMS et le ministère de l'eau de l'assainissement qui recommandent une consommation spécifique de 50 l/jr/hab [7].

Cependant, pour notre cas d'étude nous avons considéré une consommation spécifique de 50 l/jr/hab et une desserte assurée entièrement par des branchements privés (BP).

c. Le coefficient de pointe saisonnière

Le coefficient de pointe saisonnière (Cps) est le rapport de la consommation journalière moyenne calculée sur l'année et la consommation journalière moyenne de la période de pointe. Il est influencé par les périodes de chaleur, l'arrivée temporaire de consommateurs, de ressources alternatives du fait de la détérioration de leur qualité ou leur tarissement. Il varie en situation normale entre 1,10 en zone tropicale humide où les ressources en eau sont abondantes

et les températures stables, et 1,20 en zone sahélienne où le tarissement cyclique des ressources alternatives se conjugue avec les fortes chaleurs [4].

$$C_{ps} = \frac{B_{jmp}}{B_{jm}}$$

B_{jmp} : Besoin journalier moyen du mois de pointe

B_{jm} : Besoin journalier moyen sur l'année

Nous adapterons la valeur 1,15 comme coefficients de pointe saisonnière.

d. Coefficient de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire (C_{ph}) traduit les habitudes des consommateurs au cours de la journée. Il permet de déterminer les demandes maximales à satisfaire à l'heure de pointe. Il dépend du degrés d'urbanisation de la localité. Il est estimé par des études statistiques sur divers systèmes similaires ou par le biais de relations empiriques.

La formule dite du Génie Rural (France) :

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

Q_{mh} : débit moyen horaire

e. Besoins en eau journalier domestique

Les besoins en eau journalier domestique sont évalués en faisant le produit de la consommation spécifique par la population.

$$B_{jd} = C_s \times P_n$$

f. Besoins annexes

Les besoins annexes représentent les besoins des services publics (écoles, centre commercial, centre de santé, culte, etc...). Nous considérons que ces besoins représentent 10% de la consommation domestique. ($\alpha_{nd} = 10\%$)

g. Besoins en eau journalier moyens

Les besoins en eau journalier moyens représentent la somme des besoins en eau journalier domestique et les besoins annexes.

$$B_{jm} = (1 + \alpha_{nd}) \times B_{jd}$$

h. Le rendement du réseau (η)

Le rendement est fonction de l'état du réseau à l'échéance du projet qui dépendra de la qualité des conduites retenues, de la qualité de leur mise en œuvre, des exigences de suivi et maintenance retenues. Nous avons considéré le rendement du réseau (η) égal à 85%. [6]

i. Demande du jour de pointe

La demande production du jour de pointe (D_{jp}) présente la quantité d'eau à fournir sur le réseau en situation de pointe en tenant compte les pertes sur le réseau.

$$D_{jp} = \frac{B_{jm} \times C_{ps}}{\eta}$$

Avec :

B_{jm} : besoins en eau journalier moyen (m^3)

C_{ps} : le coefficient de pointe saisonnière

η : le rendement du réseau

IV.2.2. Estimation des débits d'écoulement

a. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est le débit d'écoulement du jour de pointe. Il représente le rapport entre les besoins de production du jour de pointe et le temps de fonctionnement (T_f) du réseau.

Pour assurer une desserte permanente aux usagers, on considère un temps de fonctionnement de 24 heures.

$$Q_{mh} = \frac{B_{jp}}{T_f}$$

B_{jp} : les besoins de production du jour de pointe (m^3)

T_f : le temps de fonctionnement (h)

b. Débit de pointe horaire

Le débit de pointe horaire est le débit qui transite le réseau à l'heure de pointe. Il représente le produit du débit moyen horaire par le coefficient de pointe horaire. Le débit de pointe horaire qui servira de débit de dimensionnement du réseau de distribution du système.

$$Q_{ph} = Q_{mh} \times C_{ph}$$

Avec :

Q_{mh} : le débit moyen horaire (m³/h)

C_{ph} : coefficient de pointe horaire

Q_{ph} : le débit de pointe horaire (m³/h)

c. Débit d'adduction

Le débit d'adduction (Q_{add}) est le débit qui transite la conduite de refoulement après la station de pompage. Il représente le rapport entre les besoins du jour de pointe et le temps de pompage.

$$Q_{mh} = \frac{B_{jp}}{T_p}$$

B_{jp} : les besoins de production du jour de pointe (m³)

T_p : le temps de fonctionnement (h)

IV.2.3. Dimensionnement des ouvrages constitutifs du système

IV.2.3.1. Dimensionnement du réseau de refoulement

Le réseau de refoulement concerne la partie du réseau qui se trouve entre la source (forage) et le réservoir de stockage (château d'eau). Son rôle est d'assurer le transport de l'eau mobilisée par l'électropompe à travers les conduites de refoulement, qui fait l'objet d'un dimensionnement en observant tous les critères aussi bien techniques qu'économiques.

a. Conduite d'adduction

Les conduites d'adduction se dimensionnent avec le débit d'exploitation des forages. Le volume pompé par unité de temps doit être acheminé au réservoir par ces conduites dont le calcul est possible grâce aux formules empiriques. Ces formules sont entre autres, celle de Bresse, Bresse

modifiée et Munier. Ensuite, nous allons nous rassurer que la condition de vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites et celle dite de GLS soient vérifiées.

✓ Bresse : $D_{th} (m) = 1,5 \times \sqrt{Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}$;

✓ Bresse Modifiée : $D_{th} (m) = 0,8 \times \sqrt[3]{Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}$;

✓ Munier : $D_{th}(m) = (1+0,02n) \times \sqrt{Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}$; avec n = nombre d'heures de pompage par jour.

Condition GLS : $V (m/s) \leq \left(\frac{D_{retenu} (mm)}{50} \right)^{0,25}$

Ces différentes formules ont été utilisées dans le but d'en choisir celle qui respecte au mieux les conditions énumérées précédemment et qui offre le plus d'avantage de point vu économique.

Les pertes de charge linéaires seront évaluées par la formule de Hazen Williams :

$$\Delta H_t = \frac{10,666 \times Q^n}{C_{HW}^n \times D^m} L$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 5% de pertes de charge linéaires.

b. Hauteur Manométrique Totale

La Hauteur Manométrique Totale (HMT), est la différence de pression exprimée en mètre colonne d'eau entre le niveau d'aspiration de la pompe et le niveau de refoulement au niveau du réservoir. Il est fonction de la hauteur géométrique ($H_{géo}$) et des pertes de charge totales dans les conduites.

$$HMT = H_{géo} + \Delta H_t \quad \text{et} \quad H_{géo} = (Z_{TP} - Z_{TnF}) + Z_{ND}$$

Avec :

$H_{géo}$: hauteur géométrique

ΔH_t : pertes de charge totales

Z_{TP} : la cote du trop plein

Z_{ND} : la Cote du niveau dynamique

Z_{TnF} : Cote du Terrain naturel du Forage

N_D : le Niveau dynamique

c. Etude du coup de bélier

Le coup de bélier est une variation de pression provoquée par une prompt modification du régime de l'eau s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation. C'est un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpressions et dépressions) dont les causes sont suivantes :

- ✓ La fermeture instantanée d'une vanne ;
- ✓ L'arrêt brusque d'une pompe alimentant une conduite de refoulement.

L'amplitude et la soudaineté des pressions et dépressions qui sont mises en jeu peuvent détériorer la conduite ou les organes qui y sont branchée [8].

Au regard de ses conséquences, préjudiciables à la viabilité des installations, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer au moyen d'installations appropriées comme un dispositif anti bélier. Ceci passe par le calcul de la variation de la pression $\Delta P(m)$ à partir de la célérité $C (m/s)$ des ondes et une durée $t (s)$ de la variation de la vitesse $V_0 (m/s)$ [9].

La formule de **Joukovski-Allievi** nous permet d'évaluer cette variation de pression :

$$\Delta P(m) = C \times \frac{V_0}{g} ; \quad C(m/s) = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

Pour nous rassurer de l'absence de coup de bélier, il est impératif que la relation suivante soit vérifiée.

$$HMT \pm \Delta P(m) - (P_{ND} + \text{variation saisonnière}) < PMA$$

Avec :

$C(m/s)$ = célérité des ondes

$V_0 (m/s)$ = vitesse initiale de l'eau

$g (m/s^2)$ = accélération de la pesanteur

$D (m)$ = diamètre de la canalisation

$e (m)$ = épaisseur de la canalisation

$K = 33$ (plastique)

PMA : Pression Maximale Admissible et

P_{ND} : est la profondeur du niveau dynamique

d. Système de pompage et source d'énergie

Nous avons choisi des pompes immergées de type SP dans la gamme de pompes Grundfos en se basant sur le débit, HMT et le rendement.

Ensuite nous avons vérifié la condition de non fragilité pour la sécurité de nos pompes choisis.

$$NPSH_{Disponible} > NPSH_{requis} + 0,5$$

Avec :

$NPSH_{requis}$: fourni par le constructeur de la pompe

$$NPSH_{Disponible} = 10,33 - 0,0012 \times Z - H_a - J_a - \frac{P_v}{\rho g} - \frac{V_E^2}{2g}$$

Z : la côte d'installation de la pompe en m

H_a : la hauteur d'aspiration en m

J_a : la perte de charge à l'aspiration en m

P_v : la pression de la vapeur saturante en mCE

V_E : la vitesse de l'eau à l'entrée de la pompe en m/s

g : l'accélération de la pesanteur en m/s²

L'énergie pour l'alimentation en électricité des installations du système AEP est fourni par la Société Nationale Burkinabé d'Electricité (SONABEL) : $Pa \text{ (KV)} = \frac{2 \times P(kW)}{\cos \varphi}$

IV.2.3.2. Dimensionnement du réservoir

La décision de construire un ou plusieurs ouvrages de stockages est guidée par le souci de limiter les fluctuations importantes de pression dans le réseau, d'assurer une alimentation équitable des usagers et d'offrir une souplesse suffisante à l'exploitation afin de minimiser les risques de rupture de fourniture d'eau [4].

a. Le choix du site pour l'emplacement du réservoir

Le réservoir doit être situé dans un endroit où il y a moins des contraintes environnementales et au niveau d'un point haut pour minimiser sa hauteur d'élévation lors de la construction tout en garantissant une pression minimale de service à tous nœuds. Dans notre cas, le réservoir est implanté à la côte 349,10 m sur le site réservé à l'ONEA.

b. La capacité du réservoir

Il s'agit ici d'un réservoir métallique et de forme cylindrique ; les motivations sont d'ordres économiques et pour la simplicité de sa réalisation et entretien.

Pour la détermination de la capacité totale du réservoir, nous avons utilisé l'approche suivante :

$$CT = CU + R_{incendie}$$

$$CU = \max (V_{PC} - V_{dc}) + |\min (V_{PC} - V_{dc})|$$

Avec :

CU : capacité Utile

V_{PC} : Volume produit cumulé

V_{dc} : Volume distribué cumulé

$R_{incendie}$: La réserve d'incendie est estimée à 60 m³.

c. Conception de la cuve

Les dimensions à déterminées sont :

- ✓ Volume cuve cylindrique : $V_{cy} (m^3) = \pi. r^2. H_{cy}$
- ✓ Volume de la coupole de fond : $V_{cf} (m^3) = \frac{\pi.(3.R-f).f^2}{3}$
- ✓ Rayon de courbure : $R1 (m) = \frac{r^2 + f^2}{2f}$
- ✓ Volume total : $V_t (m^3) = V_{cy} + V_{cf}$
- ✓ $R = 0,2 \text{ m}$

Avec :

H_{cy} : Hauteur de la cuve cylindrique

f : La flèche de la coupole inférieure

r : Rayon intérieur de la cuve cylindrique

$R1$: Le rayon de courbure de la coupole inférieure

R : Revanche

d. Temps de contact du désinfectant

Les désinfectants utilisés pour le traitement de l'eau ont besoin d'un temps contact pour que leur effet soit effectif. Dans le cas du chlore, ce temps de contact est de deux (2) heures au minimum. Le débit considéré est le débit de pointe horaire.

$$T_s = \frac{Ct (m3)}{Q_{ph} \left(\frac{m3}{h} \right)} \geq 2h$$

Avec :

Ct : la capacité totale du réservoir

Q_{ph} : le débit de pointe horaire

e. Durée d'efficacité du désinfectant

Le chlore résiduel se volatilise dans l'atmosphère au bout de 48 heures. Par conséquent, le temps de séjour de l'eau ne doit pas être supérieur à deux (2) jours [10].

$$T_s = \frac{Ct}{Q_{jp} \left(\frac{m3}{j} \right)} \leq 2 \text{ jours}$$

Avec :

Ct : la capacité totale du réservoir

Q_{jp} : les besoins du jour de pointe

IV.2.3.3. Dimensionnement du Réseau de distribution

Le réseau de distribution est constitué de l'ensemble des canalisations, robinetteries, appareils hydrauliques et ouvrages de génie civil qui participent au transport et livraison de l'eau de consommation chez les usagers. Quelques exigences et paramètres sont recherchés :

- ✓ L'accessibilité technique et financière ;
- ✓ La continuité du service ;
- ✓ Vitesse dans les conduites : $0,3 \text{ m/s} < V < 1 \text{ m/s}$;
- ✓ Les diamètres théoriques seront calculés en supposant que la vitesse d'écoulement dans le réseau est égale à 1 m/s ;
- ✓ La pression de service suffisante ;
- ✓ Une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité.

a. Le tracé et choix du type de réseau

Le tracé du réseau de distribution a été réalisé sous Autocad, en utilisant le plan de lotissement de la cité en fichier Autocad comme fond d'écran. Le réseau est mixte (dix-huit mailles et un ramifié) et la desserte est faite uniquement par les branchements privés.

b. Le débit de soutirage

Pour déterminer le débit de soutirage, nous allons utiliser l'approche suivante : nous allons tout d'abord faire le rapport entre le débit du réseau de distribution (Q_{ph}) et la longueur totale du réseau de distribution pour obtenir un débit spécifique linéaire q (l/s/ml). Ce débit spécifique linéaire trouvé est multiplié par la longueur de chaque tronçon pour trouver son débit en route Q_r (l/s). Chaque tronçon étant constitué de deux (2) nœuds, le débit partiel à chaque nœud Q_n (l/s) sera donc la moitié du débit du tronçon auquel il appartient. Enfin, la somme des débits partiels doit être impérativement égale au débit de distribution.

$$q \text{ (l/s/ml)} = \frac{Q_{ph}}{\sum Lt} ;$$

$$Q_r \text{ (l/s)} = q \times Li.$$

Avec :

Q_r : le débit de tronçon

q : le débit linéique

Lt : la longueur totale du réseau de distribution

Li : la longueur d'un tronçon de distribution

Q_{ph} : le débit de pointe horaire ou débit de distribution

c. Débit transitant

Dans un premier temps, nous avons fait une répartition provisoire des débits en respectant la loi des nœuds qui exprime le principe de conservation de la matière : $\sum \text{débits entrants} = \sum \text{débits sortants}$. Les débits réels dans les tronçons sont obtenus après plusieurs itérations en appliquant la méthode de Hardy Cross.

d. Principe de la méthode de Hardy Cross

La méthode de Hardy Cross est l'une des premières méthodes utilisées pour le calcul des réseaux maillés. Elle est à la fois un calcul manuel et une programmation simple sans utiliser des matrices. On distingue la méthode d'égalisation des charges (approche aux boucles) et la méthode d'égalisation des débits (approches aux nœuds). Seule la méthode d'égalisation des charges est utilisée dans le cas notre étude [11].

e. Méthode d'égalisation des charges

C'est la classique de Hardy Cross qui s'applique au calcul des débits circulant dans les tronçons définis d'un réseau maillé qui dessert une série de points de distributions. Cette méthode s'appuie sur la loi des nœuds exprimant la conservation des débits en chaque nœud et la loi des mailles exprimant que les pertes de charges sont nulles le long d'une maille [12].

❖ Principe de la méthode

Si la perte de charge est exprimée par une loi du type :

$$\Delta H_i (m) = a L_i \frac{|Q^{n-1}|}{D^m} Q_i$$

Alors, on peut écrire pour une maille l'équation suivante :

$$\Delta H_i (m) = \sum_{i=1}^N a L_i \frac{|Q^{n-1}|}{D^m} Q_i = 0$$

f. Correction du débit

La correction de débit (δq_i) dans les tronçons est déterminée pour chaque maille par la formule suivante :

$$\delta q (m^3/s) = - \frac{\sum \Delta H_i}{n \times \sum \frac{\Delta H_i}{Q}}$$

Avec :

ΔH_t : perte de charge totale

ΔH_i : pertes de charge pour chaque tronçon formant la maille

$\Delta H_i/Q$: valeurs pour chaque tronçon formant la maille

Ainsi, le débit dans tronçon sera corrigé par la formule suivante :

$$Q_{réel} (m^3/s) = Q + \delta q$$

Avec :

$Q_{réel}$: débit corrigé (m^3/s)

Q : débit provisoire (m^3/s)

δq : la correction du débit (m^3/s)

NB : la correction de débit dans les tronçons adjacents à deux (2) mailles est faite en tenant compte des débits corrigés de chaque maille impliquée.

g. conduites de distribution

Le diamètre théorique des conduites du réseau de distribution sera déterminé avec l'hypothèse d'une vitesse de 1m/s par la formule suivante : $D_{th}(m) = \sqrt{\frac{4*Q(m^3/s)}{U(m/s)*\pi}}$

Avec :

Q : le débit transitant la conduite en m^3/s ;

U : la vitesse en m/s ici $U = 1 \text{ m/s}$;

D_{th} : le diamètre de la conduite en m

Après le calcul du diamètre théorique, nous avons choisi judicieusement un diamètre commercial dans le catalogue PVC (pression DIN 8062 / ISO 161) qui répond aux conditions de vitesse.

h. Pertes de charge

Tout fluide perd de l'énergie lorsqu'il s'écoule à travers une conduite en raison des frottements contre les parois de la conduite et de la viscosité du fluide. Cette perte mécanique est appelée perte de charge.

Les pertes de charge sont de deux types :

- ✓ Les pertes régulières ou linéaires provoquées par le frottement du fluide sur une longueur droite de canalisation de diamètre constant. Elles sont évaluées par la formule de Hazen-Williams.

$$\Delta H_i \text{ (m)} = \frac{10,675 \times Q^n}{\sum_{HW}^n \times D^m} L$$

- ✓ Les pertes de charges singulières correspondent aux pertes de charges provoquées par les singularités de la conduite (élargissement, rétrécissement, coude, vanne, etc..). Elles sont évaluées forfaitairement en prenant 5 à 10% des pertes de charges linéaires. Considérant l'envergure de notre réseau, nous estimons les pertes de charges singulières à 5% des pertes de charges linéaires.

i. Vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement recommandée est comprise entre 0,3 m/s et 1,2 m/s, car en dessous de 0,3 m/s, elle favorise les dépôts de solides au sein des conduites et au-dessus 1,2 m/s, elle provoque le phénomène de cavitation.

$$V(\text{m/s}) = \frac{4 \times Q \text{ (m}^3\text{)}}{\pi \times D^2}$$

j. Calcul des pressions aux nœuds

La pression de service correspond à la pression minimale à laquelle l'eau est fournie à l'utilisateur pour un confort d'utilisation. Elle permet à l'utilisateur d'opérer des prélèvements d'eau sans efforts particuliers. Notre réseau sera conçu de manière à assurer au minimum la pression de service à tous les nœuds et en situation de pointe.

La pression de service minimale adoptée par l'ONEA est de 10mCE. Cependant, des bâtiments de hauts standings sont prévus dans la cité, donc nous avons considéré une pression de service minimale égale à 15mce.

La détermination des charges et pressions (dynamique) aux nœuds a été faite par le biais d'un calcul retour (amont-aval) selon les expressions ci-dessous, en considérant l'écoulement d'un nœud i (amont) à nœud j (aval).

$$P_{\text{dyn},j} = H_j - Z_j - \frac{V^2}{2 \times g};$$

Avec :

$P_{\text{dyn},j}$: la pression dynamique au nœud j (mce)

H_j : charge au nœud j (m)

Z_j : cote topographique au nœud j (m)

V : la vitesse dans la conduite (m/s)

$$H_j = H_i - \Delta H_{ij};$$

Avec :

H_j : Charge au nœud j (m)

H_i : charge au nœud i (m)

ΔH_{ij} : perte de charge totale sur le tronçon i-j (m)

k. Qualité de l'eau

L'eau produite provient des forages. Elle est généralement de très bonne qualité et ne demande pas de traitement spécifique.

Pour le renforcement de cette qualité dans le réseau, il est introduit dans la cuve du château d'eau des pastilles de chlore au moyen d'un diffuseur lent. Ce diffuseur libère du chlore rémanent dans l'eau contenue dans la cuve et cette rémanence persiste dans la canalisation garantissant ainsi une protection qualitative de l'eau jusqu'à sa livraison aux usagers. Cette qualité doit être préservée par la prévention des pollutions accidentelles qui pourraient survenir lors des travaux d'entretien des équipements (pose et dépose de la pompe, entretien de la cuve du château d'eau, réparation des canalisations, etc.). Des analyses périodiques de l'eau prélevée au niveau du forage, du réservoir et des branchements privés doivent être réalisées pour s'assurer que l'eau produite conserve ses qualités chimiques, organoleptiques et surtout bactériologiques.

IV.2.3.4. Les équipements et les moyens de protection du réseau

Ce sont en général des éléments auxiliaires qui sont installés sur le réseau pour protéger, faciliter l'exploitation et l'entretien du réseau.

Il s'agit essentiellement : aménagement de tête des forages, Poteaux d'incendie, vanne de sectionnement, clapets de by pass, ventouse, butées, vidange, le comptage.

a. Aménagement de tête de forage

C'est un mur d'environ 1 à 1,20 m de haut, monté sur un radier en béton armé et muni d'une fermeture en tôle pleine. Cette enceinte permet la protection des appareils constitutifs de la tête de forage, de quantifier la pression et de vérifier la qualité de l'eau du forage. Ces appareils sont : Ventouse, Piège à sable, Tube pour le suivi de niveau, Compteur, Pressostat, clapet de by pass, Robinet vanne isolement et Manomètre.

b. Clapets de by pass à l'aspiration

Les clapets de by pass à l'aspiration compensent uniquement les surpressions en admettant une décharge de la conduite de refoulement dans l'aspiration.

c. Vannes de sectionnement

Les vannes de sectionnement sont des pièces qui permettent d'isoler, régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Elles sont généralement placées en tête des réseaux primaires, secondaires et tertiaire ou elles permettent d'isoler une partie du réseau en vue d'une maintenance.

d. Ventouses

Elles permettent le dégagement de l'air introduit dans les canalisations. Elles sont placées aux points hauts du réseau et sur la tête des forages. Il est judicieux de les raccorder aux conduites DN 90 mm au minimum. Les ventouses sont logées dans des regards en béton armé.

e. Vidanges

Elles permettent de nettoyer les canalisations des dépôts occasionnés par les faibles vitesses ainsi bien lors de la phase d'exploitation qu'en interruption de service. Les vidanges sont placées aux points bas et aux extrémités du réseau. Le diamètre de la vidange est choisi en fonction du diamètre de la conduite.

f. Comptages

La mesure des volumes a une grande importance dans la gestion optimale du réseau. Le débit maximum de chaque compteur doit être déterminé en fonction des consommations relevées ou estimées sur la zone de distribution. Le diamètre des compteurs sera inférieur ou égal à celle de la conduite sur laquelle il est installé.

Ainsi, chaque conduite de forage sera munie d'un compteur d'eau pour estimer le débit de production, et un autre sera placé à la sortie du château d'eau, afin de connaître le débit sortant, et enfin nous aurons aussi les compteurs des abonnés.

IV.2.3.5. Pose des conduites

Des dispositions doivent être observées lors de la mise en place des conduites afin de garantir la durabilité de ce dernier. Elles sont fonctions des perspectives techniques du projet mais également des règles de l'art. les relations permettant de déterminer la profondeur et la largeur des fouilles sont les suivantes :

- Profondeur : $H \text{ (m)} \geq 0,8 + DN \text{ (m)}$; Largeur : $l \text{ (m)} \geq 0,4 + DN \text{ (m)}$

IV.2.3.6. Simulation sur Epanet

a. Présentation de l'outil Epanet

Epanet 2.0 est un logiciel de simulation du comportement des systèmes hydrauliques tant sur le plan technique que qualité de l'eau. Il calcul les débits, les vitesses, les pertes de charge dans les canalisations et les pressions aux nœuds. Epanet calcul aussi le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substance chimique dans les différentes parties du réseau, au cours d'une simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [13].

Pour notre réseau, l'utilisation de ce logiciel va porter principalement sur :

- ✓ La régulation des pressions aux nœuds et des vitesses d'écoulement dans les conduites
- ✓ La détection des zones de fonctionnement déficitaire.

b. Modélisation du réseau

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs liés aux nœuds. Pour la méthode, nous avons procédé au tracé du réseau sur AutoCad, puis transféré le fichier dxf (AutoCad) sur Epanet à travers l'outil EpaCad. Ensuite, nous avons renseigné les informations sur les nœuds (altitudes et débits), les tuyaux (diamètres et longueurs), le réservoir (volume et hauteur), La rugosité est égale à 150 pour les conduites en PVC, dans le cadre de l'utilisation de la formule de Hazen-Williams pour le calcul de pertes de charge, et enfin nous avons lancé la simulation.

Le logiciel va nous donner le comportement du système, notamment la pression au niveau des nœuds et la vitesse d'écoulement dans les tuyaux. L'interprétation des résultats obtenus nous permet ainsi de savoir si les résultats du calcul fait sur Excel sont acceptables. Dans le cas contraire, nous devons revoir la détermination des diamètres et la position des nœuds et éventuellement la capacité et la position du réservoir.

V. ÉTUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE

Dans cette phase, nous allons mettre en exergue les résultats des paramètres essentiels comme : estimation de la population, les besoins en eau, les ressources en eau et le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution.

V.1. Estimation de la population

La population est estimée à l'horizon de saturation des parcelles, en raison de six (6) personnes par ménage.

Le tableau 3 présente le nombre d'habitants dans la cité.

Tableau 3: Estimation de la population

Type de Lots	Effectifs par ménage	Nombre de lots	Habitants
Logements économiques 300 m ²	6	594	3564
Logements sociaux 250 m ²	6	116	696
Standing 350 m ²	6	267	1602
TOTAL			5 862

A l'horizon de la saturation, la population totale dans la cité est estimée à **5 862 habitants**.

V.2. Estimation des besoins en eau et du débit de dimensionnement du réseau

Les besoins en eaux de la population sont estimés sur la base de la consommation spécifique et le nombre de la population à l'horizon de saturation des parcelles.

Le tableau 4 résume le calcul des besoins en eaux.

Tableau 4: Estimation des besoins en eau

Désignation	unité	valeur
Population desservie	hbt	5 862,00
Consommation spécifique	l/j/hbt	50,00
Besoins journalier domestique	m ³ /j	293,10
Besoins annexes	m ³ /j	29,31
Consommation totale	m ³ /j	322,41
Coefficient de pointe saisonnier (Cps)	-	1,15
Rendement de distribution	%	0,85
Demande du jour de pointe	m ³ /j	436
Débit moyen horaire de distribution	m ³ /h	18,2
Coefficient de pointe horaire	-	2,1
Débit de distribution	l/s	10,53

Il ressort du tableau 3 que le débit distribution (débit de dimensionnement) est de 10,53 l/s

V.3.Disponibilité des ressources d'eau

La source en eau disponible doit être capable de répondre aux besoins de jour de pointe qui sont de 436 m³/j. Nous avons considéré un temps de pompage $T_p = 18$ h (recommandé par ONEA).

Nous résumons dans le tableau 5 le débit d'adduction nécessaire pour le système.

Tableau 5: Débit d'adduction

Désignation	unité	valeur
Besoins du jour de pointe	m ³ /j	436
Temps de pompage	h	18
Débit d'adduction	m ³ /h	24,23

Les études géotechniques ont été menées afin de pouvoir implanter les forages nécessaires pour satisfaire la demande escomptée. Ces forages sont au nombre de cinq (5), leurs caractéristiques sont consignées dans le tableau 6 :

Tableau 6: Caractéristiques des forages

Forage d'exploitation	Débit d'exploitation (m ³ /h)	ND (m)	Cote TN forage (m)	Cote ND (m)
F1	5	33	348	315
F2	5	33	344	311
F3	5	33	332	299
F4	5	33	334	301
F5	5	33	338	305

Vu que les forages n'ont pas encore été réalisés, nous nous sommes basés sur la fiche d'exploitation de l'ONEA pour fixer un débit d'exploitation moyen de 5 m³/h et un niveau dynamique moyen de 33 m pour tous les forages.

V.4. Dimensionnement du réseau de refoulement

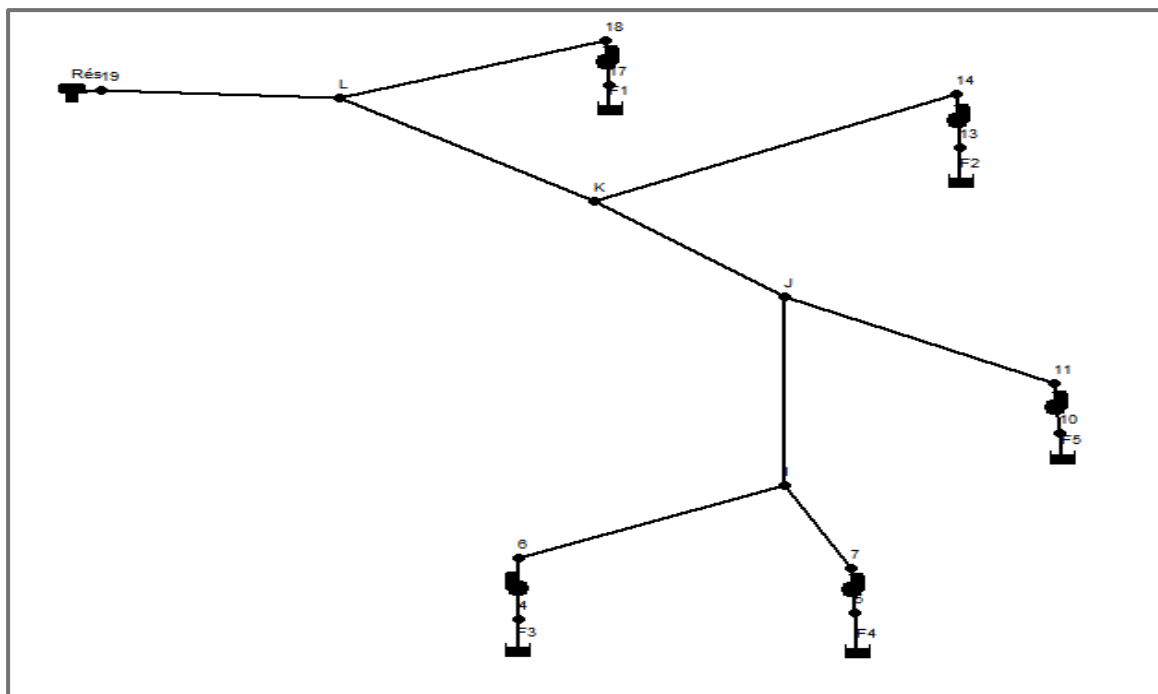


Figure 3 : plan du réseau de refoulement

V.4.1. Choix du diamètre

Dans le tableau 7, 8, et 9 sont présentés le dimensionnement des conduites de refoulement par les différentes formules empiriques, à savoir : Bresse, Bresse modifiée et Munier.

Tableau 7: Résultats obtenus par la formule de Bresse

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /h)	Φ_{th} (m)	Φ_{ret} (m)	U (m/s)	ΦN (mm)	$(\Phi N/50)^{0,25}$	$U < (\Phi N/50)^{0,25}$
F3-I	510,25	5	0,0559	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
F4 - I	299,4	5	0,0559	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
I - J	343,3	10	0,0791	0,0814	0,534	90	1,158	Vérifiée
F5 - J	346,8	5	0,0559	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
J - K	304,27	15	0,0968	0,0994	0,537	110	1,218	Vérifiée
F2 - K	212,65	5	0,0559	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
K - L	508,7	20	0,1118	0,113	0,554	125	1,257	Vérifiée
F1 - L	128,3	5	0,0559	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
L - R	353,76	25	0,1250	0,1266	0,552	140	1,294	Vérifiée

Tableau 8: Résultats obtenus par la formule de Bresse modifié

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /h)	Φ_{th} (m)	Φ_{ret} (m)	U (m/s)	DN (mm)	$(\Phi N/50)^{0,25}$	$U < (\Phi N/50)^{0,25}$
F3-I	510,25	5	0,0893	0,0994	0,179	110	1,218	Vérifiée
F4 - I	299,4	5	0,0893	0,0994	0,179	110	1,218	Vérifiée
I - J	343,3	10	0,1125	0,113	0,277	140	1,294	Vérifiée

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /h)	$\Phi_{th}(m)$	$\Phi_{ret}(m)$	U (m/s)	DN (mm)	$(\Phi N/50)^{0,25}$	U < $(\Phi N/50)^{0,25}$
F5 - J	346,8	5	0,0893	0,0994	0,179	110	1,218	Vérifiée
J - K	304,27	15	0,1287	0,1446	0,254	160	1,337	Vérifiée
F2 - K	212,65	5	0,0893	0,0994	0,179	90	1,158	Vérifiée
K - L	508,7	20	0,1417	0,1446	0,338	160	1,337	Vérifiée
F1 - L	128,3	5	0,0893	0,0994	0,179	110	1,218	Vérifiée
L - R	353,76	25	0,1526	0,1808	0,270	180	1,377	Vérifiée

Tableau 9: Résultats obtenus par la formule de Munier

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /h)	$\Phi_{th}(m)$	$\Phi_{ret}(m)$	U (m/s)	ΦN (mm)	$(\Phi N/50)^{0,25}$	U < $(\Phi N/50)^{0,25}$
F3-I	510,25	5	0,0492	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
F4 - I	299,4	5	0,0492	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
I - J	343,3	10	0,0696	0,0814	0,534	90	1,158	Vérifiée
F5 - J	346,8	5	0,0492	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
J - K	304,27	15	0,0852	0,0994	0,537	110	1,218	Vérifiée
F2 - K	212,65	5	0,0492	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
K - L	508,7	20	0,0984	0,0994	0,716	110	1,218	Vérifiée
F1 - L	128,3	5	0,0492	0,057	0,544	63	1,059	Vérifiée
L - R	353,76	25	0,1100	0,113	0,692	125	1,257	Vérifiée

Le tableau 10 résume les diamètres nominaux obtenus à travers les différentes formules empiriques.

Tableau 10: Récapitulatif des diamètres de conduites calculés

Tronçon	Bresse	Bresse modifié	Munier
	ΦN (mm)		
F3-I	63	110	63
F4 - I	63	110	63
I - J	90	140	90
F5 - J	63	110	63
J - K	110	160	110
F2 - K	63	90	63
K - L	125	160	110
F1 - L	63	110	63
L - R	140	180	125

Après analyse des résultats, nous avons opté pour les résultats de Munier avec ses vitesses comprises entre 0,5 et 0,8 m/s. Ce choix est aussi basé sur l'aspect économique.

La longueur totale du réseau d'adduction est de 3009 m. La colonne montante de la pompe sera en acier inox DN 48,26×2,77 et celle au pied du réservoir un DN 101,6×3,05.

V.4.2. Hauteur Manométrique Totale (HMT)

La HMT de chaque forage est présenté dans le tableau 11 :

Tableau 11: Détermination de HMT

Tronçons	L ref [m]	Q [m³/h]	Φ _{ref} [m]	ΔH [m]	Σ ΔH [m]	Cote Ref	ND [m]	VS (m)	Hg [m]	Cote TN (m)	L _{exh} [m]	Φ _{exh} [m]	ΔHex [m]	HMT [m]
L - R	353,76	25	0,113	1,44	1,44	371,5				347				
F1 - L	128,3	5	0,057	0,80	2,24		314	3	57,5	347	36	0,043	1,37	61,1
K - L	508,7	20	0,113	1,32	2,76					343				
F2 - K	212,65	5	0,057	1,33	4,09		311	3	60,5	344	36	0,043	1,37	66,0
J - K	304,27	15	0,0814	2,56	5,32					347				
F5 - J	346,8	5	0,057	2,17	7,49		305	3	66,5	338	36	0,043	1,37	75,4
I - J	343,3	10	0,0814	1,28	6,60					334				
F4 - I	299,4	5	0,057	1,87	8,48		300	3	71,5	333	36	0,043	1,37	81,3
F3-I	510,25	5	0,057	3,19	9,80		299	3	72,5	332	36	0,043	1,37	83,7

V.4.3. Choix de pompes

Connaissant le débit du forage et la HMT, nous avons utilisé le catalogue en ligne de Grundfos pour faire le choix de nos pompes immergées.

Les pompes choisies sont : SP 5A – 17 ; SP 5A – 21.

Les caractéristiques des pompes choisies sont regroupées dans le tableau 12 :

Tableau 12: Caractéristiques des pompes

Forage	Type de pompe SP	Moteur	Q _N [m³/h]	H _N [m]	η _g %	Taille	P [kW]	In [A]	Cosφ
1	SP 7 - 12	MS 402	7	83,58	47,8	4''	1,5	7,65	0,75
2	SP 5A - 21	MS 402	5	84,51	45,20	4''	2,2	10	0,82
3	SP 5A - 21	MS 402	5	84,51	45,20	4''	2,2	10	0,82
4	SP 5A - 21	MS 402	5	84,51	45,20	4''	2,2	10	0,82
5	SP 5A - 21	MS 402	5	84,51	45,20	4''	2,2	10	0,82

Les caractéristiques techniques complètes des pompes choisies sont dans l'annexe VIII.

❖ Energie

La puissance totale des pompes est de 10,3 kW.

La puissance du transformateur : $P \text{ (KVA)} \geq \frac{2 \times 10,3}{0,82} = 24,23$

Nous obtenons 24,23 comme valeur théorique de la puissance du transformateur, mais nous optons pour un transformateur d'une puissance de 24 KVA.

V.4.4. Vérification du risque de coup de bélier

La vérification du risque de coup de bélier est présentée dans le tableau 13.

Tableau 13: Vérification du risque de coup de bélier

Forage	ΔP (m)	HMT (m)	P_{ND} (m)	Variation saisonnière : VS (m)	HMT - ΔP - ($P_{ND} + VS$) (m)	HMT + ΔP - ($P_{ND} + VS$) (m)	PN (m)	PMA (m)
F1	24,95	61,11	33	3	0,16	50,06	100	120
F2	24,95	65,96	33	3	5,01	54,91	100	120
F3	24,95	83,66	33	3	22,71	72,61	100	120
F4	24,95	81,35	33	3	20,40	70,30	100	120
F5	24,95	75,36	33	3	14,41	64,31	100	120
HMT +/- $\Delta P - (P_{ND} + VS)$ (m) < PMA (m); pas de risque de coup de bélier								

La pression nominale au refoulement retenue est de 10 bars (PN 10). En effet, les ondes de choc qui pourraient être due à une surpression ou dépression sont inférieures à la Pression Maximale Admissible (PMA) de la conduite. Nous pouvons donc rassurer que les installations du système AEP sont en sécurité vis à vis du coup de bélier.

V.4.5. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'intersection de la courbe caractéristique donnée par le constructeur de la pompe: $HMT' = F'(Q)$, avec celle de la conduite de refoulement : $HMT = F(Q)$ avec $HMT = H_g + \sum pdc$.

Le débit et la HMT au point de fonctionnement de nos cinq (5) pompes en fonctionnement simultané ont été déterminés par Epanet et présentés dans le tableau 14.

Tableau 14: Débit et HMT au point de fonctionnement

Pompe	Q [m³/h]	HMT [m]
P1	6,10	71,23
P2	5,79	76,23
P3	4,44	92,03
P4	4,63	90,10
P5	5,11	84,76

V.5. Dimensionnement du réservoir

a. Estimation de la capacité

La capacité du réservoir est déduite à partir du volume de production journalière de pointe.

La capacité totale du réservoir est déterminée dans le tableau 15.

Tableau 15: Estimation de la capacité du réservoir

Intervalle de temps	0h---4h	4h---6h	6h---8h	8h---11h	11h---14h	14h---16h	16h---20h	20h---22h	22h---24h
	4	2	2	3	3	2	4	2	2
taux de consommation de la période	3,0%	7,0%	17,0%	15,0%	15,0%	10,0%	26,0%	5,0%	2,0%
Q entrant dans le réservoir m ³ /h	24,23	24,23	24,23	0,00	24,23	24,23	24,23	24,23	0,00
Volume entrant dans le réservoir (m ³)	96,92	48,47	48,47	0,00	72,69	48,47	96,93	24,23	0,00
Volume produit cumulé (m ³)	96,92	145,39	193,85	193,85	266,54	315,01	411,94	436,18	436,2
Q moyen horaire distribué (m ³ /h)	3,27	15,27	37,08	21,81	21,81	21,81	28,35	10,91	4,36
Volume distribué (m ³)	13,09	30,53	74,15	65,43	65,43	43,62	113,41	21,81	8,72
Volume distribué cumulé (m ³)	13,09	43,62	117,77	183,20	248,64	292,26	405,67	427,48	436,2
Volume cumulé entrant - volume cumulé sortant (m ³)	83,83	101,77	76,08	10,65	17,91	22,76	6,28	8,70	-0,02

Capacité utile du réservoir (m ³)	101,79
Reserve incendie (m ³)	60
Capacité totale du réservoir (m ³)	161,79
Capacité réservoir retenue (m³)	150

b. Dimensions constructives du Réservoir

Les dimensions du réservoir sont consignées dans le tableau 16.

Tableau 16: Dimensions constructives du réservoir

Désignation	Unité	Valeur
Partie cylindrique		
Diamètre intérieur	m	5
Hauteur	m	7,5
Volume	m ³	145,30
Coupole inférieur		
Rayon intérieur de la cuve	m	2,5
Fléché	m	0,5
Rayon de courbure	m	6,5
Volume	m ³	4,97
Volume total = volume cylindrique + volume de la coupole	m ³	150

Les dimensions ainsi obtenues sont comparées aux dimensions standards des châteaux métalliques de 150 m³. Au vu de cette comparaison, nous privilégions les dimensions standards.

c. Cote optimales de calage du réservoir

Les coordonnées et les différentes côtes du réservoir sont résumées dans le tableau 17.

Tableau 17: Calage du réservoir

Désignation	Unité	Valeur
Coordonnées du réservoir	dms	11°48'30'' N
		0°22'71'' W
Cote TN du réservoir	m	349,1
Cote radier du réservoir	m	364
Cote refoulement	m	371,5

Ainsi, pour avoir la pression service souhaitée au niveau des nœuds, qui est de 1,20 bar au minimum alors, la cote radier du réservoir doit être calée à 364 m.

d. Temps de contact du désinfectant utilisé

$$T_c = \frac{Ct}{Q(\frac{m^3}{h})} \geq 2 \text{ heures}$$

$$T_c = \frac{Ct}{Q(\frac{m^3}{h})} = 4,28 \text{ heures}$$

Le temps de contact du désinfectant est bien supérieur à deux (2) heures d'où la contrainte est vérifiée.

e. Durée d'efficacité du désinfectant

$$T_s = \frac{Ct}{Q(\frac{m^3}{j})} = 0,35 \text{ jour}$$

Le temps de séjour de l'eau dans le réservoir est de 0,35 jour qui est bien inférieur à deux (2) jours, nous affirmons donc que le désinfectant garde son efficacité.

V.6. Dimensionnement du réseau de distribution

Le réseau de distribution est dimensionné pour supporter les besoins pendant l'heure et le jour de pointe. Cependant, le débit de distribution (demande de pointe horaire) de la zone d'étude est estimé à 10,53 l/s.

Dans cette phase d'étude, nous présentons en premier lieu les résultats du dimensionnement de la partie maillée et ensuite ceux de la partie ramifiée.

a. Dimensionnement de la partie maillée

❖ Détermination des diamètres, vitesses et des pressions

Le tableau 18 présente l'essentiel du dimensionnement de quelques mailles choisies (maille I à maille VI). Le dimensionnement complet du réseau de distribution est dans l'annexe II.

Tableau 18: Dimensionnement du réseau maillé

N° de Maille	Nom de tronçon	DN (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	H_aval (m)	Z_aval (m)	P_aval (bar)
I	1_2	110	0,0034	0,43	366,76	350,64	1,28
	2_3	63	0,0025	0,98	363,94	349,80	1,22
	26_3	63	0,0008	0,30	365,10	349,80	1,22
	25_26	110	0,0053	0,68	365,68	348,50	1,34
	1_25	110	0,0071	0,91	366,61	348,65	1,43
II	3_4	63	0,0014	0,56	362,45	348,08	1,26
	27_4	63	0,0001	0,04	364,77	348,08	1,26
	26_27	110	0,0052	0,68	364,79	346,80	1,42
	26_3	63	0,0008	0,30	365,10	349,80	1,22
III	4_5	63	0,0012	0,48	361,58	346,20	1,31
	28_5	63	0,00003	0,01	362,45	346,20	1,31
	27_28	90	0,00465	0,89	362,46	344,60	1,47
	27_4	63	0,00009	0,04	364,77	348,08	1,26
IV	5_6	63	0,00094	0,37	360,96	343,40	1,49
	29_6	63	0,00039	0,15	361,09	343,40	1,49
	28_29	90	0,00396	0,76	361,26	342,80	1,56
	28_5	63	0,00003	0,01	362,45	346,20	1,31
V	6_7	63	0,00107	0,42	360,55	341,80	1,58
	30_7	63	0,00068	0,27	360,13	341,80	1,58
	29_30	90	0,00304	0,58	360,59	341,00	1,68
	29_6	63	0,00039	0,15	361,09	343,40	1,49
VI	7_8	63	0,00150	0,59	359,65	340,50	1,61
	8_31	63	0,00040	0,16	359,47	338,40	1,80
	30_31	63	0,00147	0,58	359,06	338,40	1,80
	30_7	63	0,00068	0,27	360,13	341,80	1,58

b. Dimensionnement de la partie ramifiée

Le tableau 19 présente le dimensionnement de la partie ramifiée.

Tableau 19: Dimensionnement des conduites de la partie ramifiée

Nom de tronçon	Φ int [m]	DN [mm]	L [m]	Q [m ³ /s]	V [m/s]	H_{aval} [m]	Z_{aval} [m]	P_{aval} [bar]
12_33	0,0570	63	129,20	0,00056	0,22	358,72	337,00	1,86
33_34	0,0570	63	145,40	0,00031	0,12	358,66	332,50	2,30
34_35	0,0570	63	195,30	0,00015	0,060	358,64	333,56	2,19
33_36	0,0570	63	125,70	0,00008	0,030	358,71	334,30	2,13

Les résultats issus du dimensionnement du réseau de distribution sont récapitulés comme suit :

- Les vitesses d'écoulement : $0.04 \text{ m/s} \leq V \leq 0.91 \text{ m/s}$
- Les pressions aux nœuds : $1.22 \text{ bar} \leq P_{\text{nœud}} \leq 2,35 \text{ bar}$
- La cote minimale du radier : $Z_{\text{radier}} = 364 \text{ m}$.

Les conduites à très faible vitesse pourraient subir des dépôts de matières en suspension. A cet effet, nous préconisons un traitement adéquat de l'eau et un suivi régulier de ces conduites en vue d'intervenir en cas de panne.

c. Récapitulatif des diamètres et longueurs du réseau de distribution

Le réseau de distribution présente une longueur totale de 11898,94 m avec des conduites qui varient de DN 63 à DN 200. Le tableau 20 fait une synthèse des conduites retenues.

Tableau 20: Récapitulatif des diamètres et longueurs du réseau de distribution

Type de conduite	DN 63	DN 90	DN 110	DN 200
Longueur (m)	10457,47	763.40	658,07	20

V.6.1. La pose des conduites

Les conduites seront enterrées pour de raison de sécurité et dans le souci de garantir leur durabilité. Le fond de la fouille sera recouvert d'un lit de sable de 0,15m d'épaisseur.

Tableau 21: Dimensions des fouilles

DN (mm)		63	90	110	200	Total
Valeurs calculées	H (m)	0,863	0,89	0,91	1,00	
	l (m)	0,463	0,49	0,51	0,60	
Valeurs retenues	H (m)	0,9		1		
	l (m)	0,5		0,6		
Longueur des conduites (m)		10457,47	763,4	658,07	20	11898,94
Volume des fouilles		4705.86	343.53	394.84	12	5456.23

Il ressort de ce tableau 21 que les dimensions des fouilles pour la pose des conduites seront catégorisées comme suit :

- ✓ Pour les DN 63 à 90, la profondeur H = 0,9 m et la largeur l = 0,5 m
- ✓ Pour les DN 110 à 200, la profondeur H = 1 m et la largeur l = 0,6 m

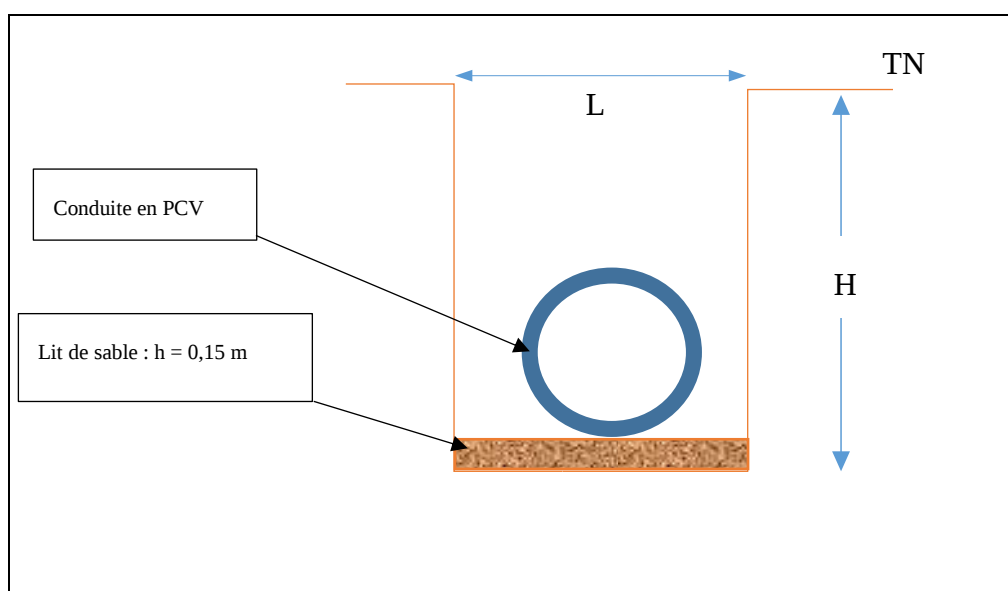


Figure 4: Illustration de Pose des conduites

V.6.2.

V.6.2. Simulation du réseau avec l'outil Epanet 2.0

La simulation du réseau de distribution est représentée par la figure 4.

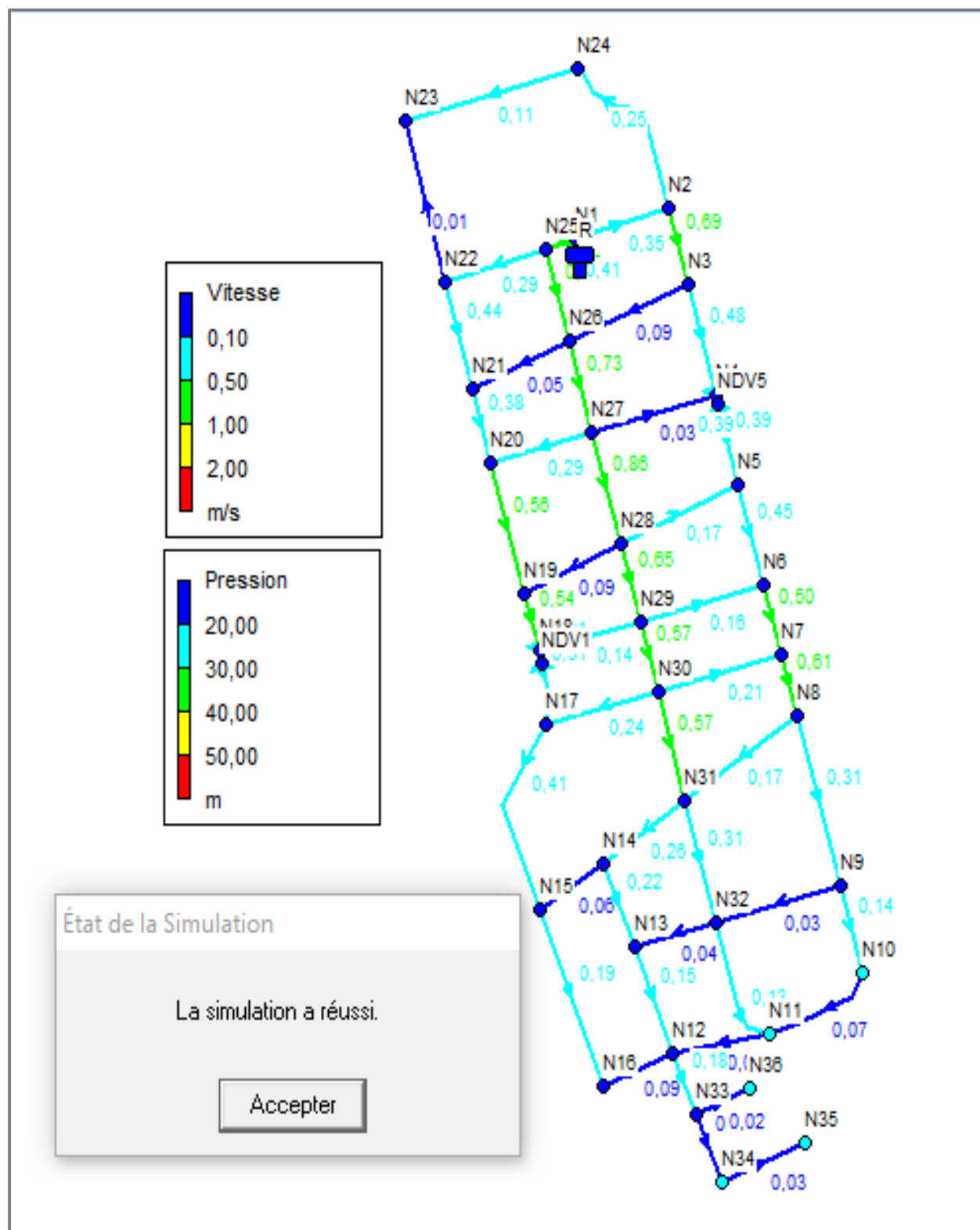


Figure 5: Etat des vitesses et pressions dans le réseau

La simulation du réseau d'adduction est représentée par la figure 6 et 7.

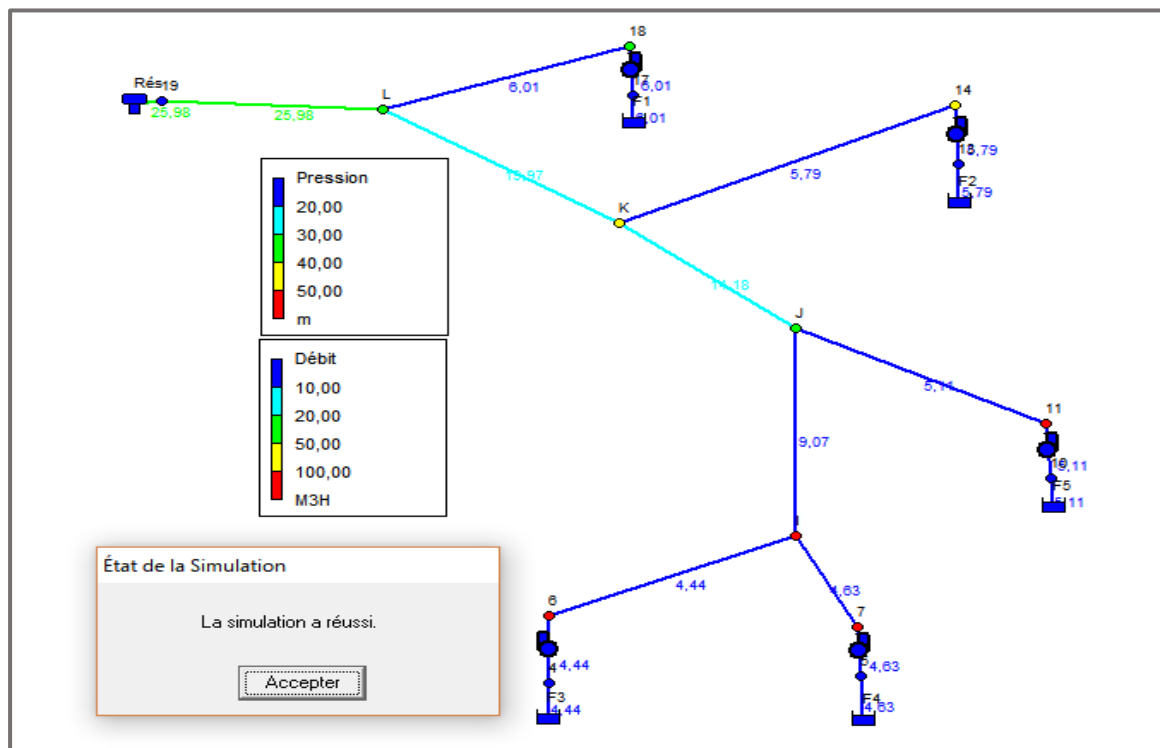


Figure 6: Débits des tronçons

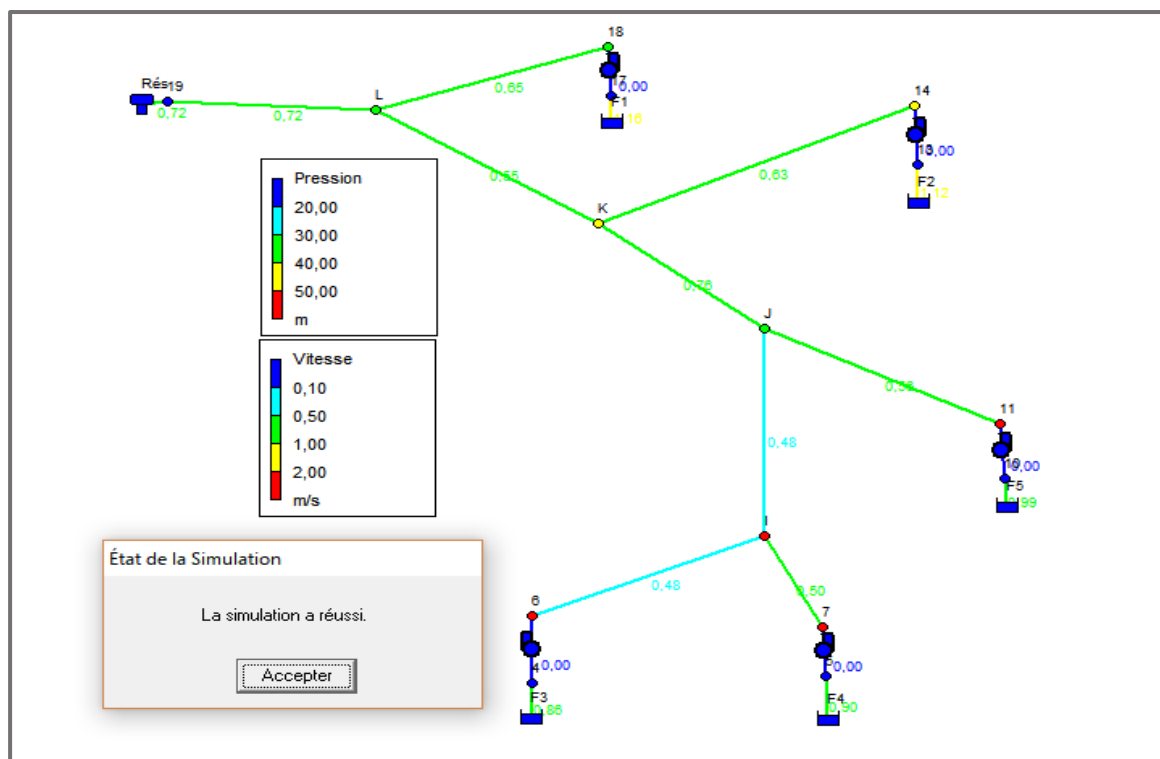
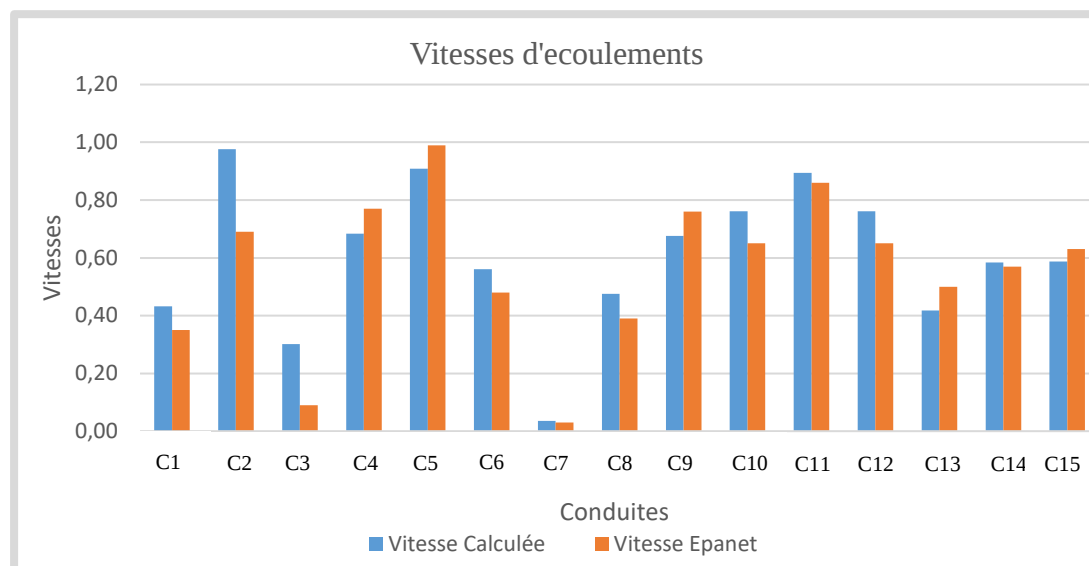


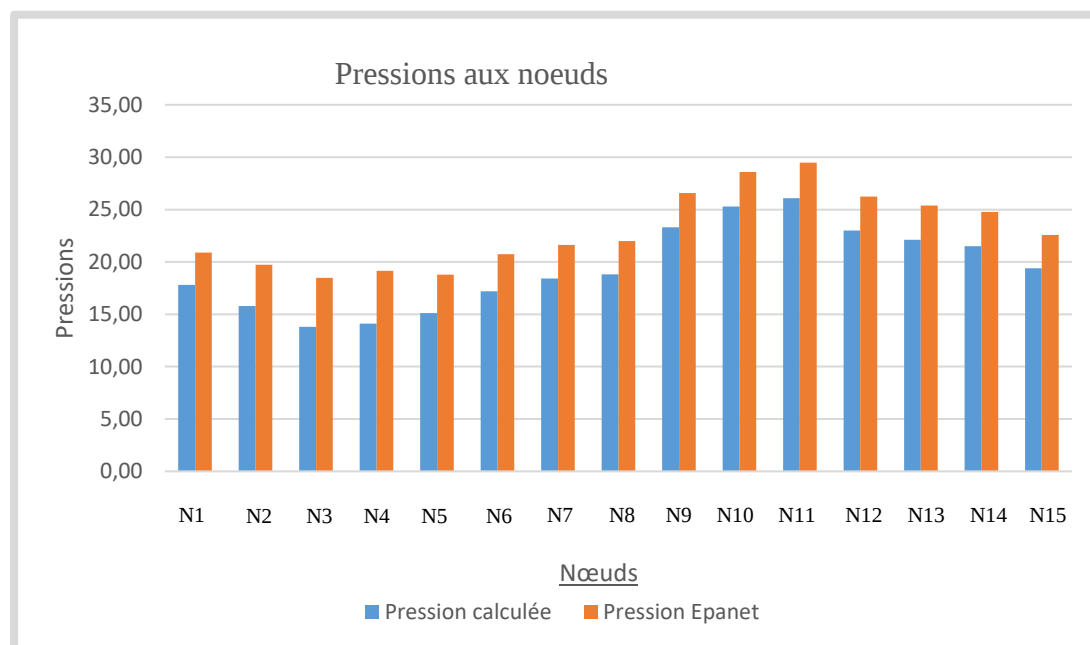
Figure 7: Vitesses dans les tronçons

L'analyse des vitesses d'écoulements de quelques conduites du réseau de distributions est présentée dans le graphique 1.



Graphique 1: Analyse des vitesses dans les conduites

L'analyse des pressions aux nœuds du réseau de distribution est présentée dans le graphique 2.



Graphique 2: Analyse des pressions aux nœuds

Les simulations sur Epanet ont permis de confirmer nos résultats obtenus sous Excel. En effet, il ressort de ces simulations que les vitesses et pressions obtenues sous Excel sont dans les mêmes plages de données que celles obtenues par simulations sur le logiciel Epanet.

VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

Le présent projet de réalisation du système AEP de la cité des forces vives de Tenkodogo impactera négativement et positivement la population et l'environnement. En nous référant à la loi N°006-2013 portant « code de l'environnement » et sur le décret N°2015- 1187 « portant conditions et procédures de réalisation et de validation de l'évaluation environnementale stratégique, de l'étude et de la notice d'impact environnemental et social. » nous pouvons classer ce projet dans la catégorie B : Activités soumises à une notice d'impact sur l'environnement et social (NIES).

VI.1. Impacts négatifs

Les impacts négatifs lors de la réalisation du projet sont entre autres :

- la perturbation des habitudes de la population due aux nuisances sonores occasionnées par la circulation des véhicules au moment des travaux d'installation et la poussière occasionnée lors de la réalisation des forages ;
- les fouilles des canalisations peuvent provoquer des nuisances sonores ainsi que la destruction des plantes.
- Pollution de l'air par la poussière
- Contamination du sol par les déchets solides et liquides (déversement d'huile de moteurs)

VI.2. Impacts positifs

Les avantages du projet sont entre autres :

- développement des activités génératrices de revenus avec la présence du chantier
- le château d'eau pourra contribuer à l'embellissement de la ville (spot publicitaire) ou servir de repère pour les gens de la localité.
- l'approvisionnement en une eau de qualité et en quantité suffisante pour participer à l'amélioration des conditions de vie et de santé de la population.
- augmentation du taux d'accès à l'eau potable

VI.3. Mesures d'atténuation

Les mesures ci-dessous visent à atténuer les effets négatifs du projet sur l'environnement :

- arroser les voix pendant les travaux.
- la bonne gestion du camionnage (heures d'activités, vitesse de roulement) et l'information de la population à l'avance
- récupération, Evacuation régulière des déchets du chantier
- la mise en place des mesures de compensation au profit de la population dont les champs ont été traversés.
- le reboisement des arbres coupés.

VI.4. Coût des mesures d'atténuation

Le coût des mesures d'atténuation des impacts du projet est évalué dans le tableau 22 :

Tableau 22: coût des mesures d'atténuation des impacts du projet

Mesures	Unités	Quantité	CU (FCFA)	Montants (FCFA)
1. Mesures d'atténuation et de bonification				
Reboisements compensatoire	plants	1500	1 000	100 000
Animation/ sensibilisation sur les maladies hydriques et des MST-IST	séances	1	300 000	300 000
Sous-total 1				400 000
2. Suivi et surveillance				
Suivi des plantations d'arbres	campagne	2	300 000	600 000
Sous-total 2				600 000
TOTAL GENERAL = sous totaux (1+2)				1 000 000

Le coût total des mesures d'atténuation s'élève à un million franc CFA (1 000 000 FCFA).

VI.5. Evaluation du coût du projet

Le coût du projet d'AEP de la cité est évaluée donnée dans le tableau 23 :

Tableau 23: Récapitulatif du devis estimatif des installations

N°	DESIGNATION	MONTANT (FCFA)
I	Frais généraux du chantier	4 000 000
II	Fourniture et de pose des équipement de production	65 906 000
III	Construction et équipement de château d'eau	41 800 000
IV	Fourniture et de pose des équipement de distribution	10 516 500
V	Ouvrages annexes et prestations diverses	32 093 800
VI	Equipement électromécanique	2 117 500
VII	Nies	1 000 000
VIII	Imprévu	5 000 000
TOTAL HT - HD		162 433 800
TVA (18%)		29 238 084
TOTAL GENERAL TTC		191 672 684

Le coût total du projet d'AEP de la cité des forces vives de Tenkodogo est estimé à **CENT QUATRE-VINGT-ONZE MILLIONS SIX CENT SOIXANTE-DOUZE MILLE SIX CENT QUATRE-VINGT-QUATRE (191 672 684 FCFA TTC)**.

VII. CONCLUSION

La réalisation de ce projet viendra à point nommé car il permettra de renforcer le système AEP existant de la commune et soulager la population concernée sur la question d'accès à l'eau potable. En même temps, il contribuera à l'atteinte des Objectifs du Développement Durable à l'horizon 2030. Ce travail de fin d'études a pour but de concevoir et dimensionner un système d'Alimentation en Eau Potable pour la cité des forces vives de Tenkodogo.

Au terme de cette étude, nous avons estimé la demande journalière à **436 m³** pour satisfaire les besoins en eaux des **5 862 habitants** attendus dans la cité. Le réseau est mixte (18 mailles et un réseau ramifié), la distribution est assurée par des conduites de type PVC PN10 d'une longueur totale de **11 899 m**. La desserte est entièrement faite par des branchements privés. Pour répondre au besoin escompté, **cinq (5)** forages avec un débit moyen de **5 m³/h** seront implantés. L'eau sera ensuite injectée dans le réseau de refoulement de **3 009 m** de conduite par des pompes immergées de **type SP**. Un (1) château d'eau métallique de **150 m³** et d'une hauteur sous radier de **15 m**, est retenu pour garantir le stockage et fournir une bonne pression dans le réseau (1,5 bar minimum). Le coût d'investissement de ce projet est estimé à cent quatre-vingt-onze millions six cent soixante-douze mille six cent quatre-vingt-quatre (**191 672 684 FCFA TTC**).

Mettre en place un réseau d'AEP est un investissement très important, toutefois, son entretien et sa gestion restent les nécessités fondamentales pour que le projet soit inscrit dans la durée.

VIII. RECOMMANDATION

Pour la bonne mise en place du projet et le bon fonctionnement des ouvrages, nous recommandons :

- ☒ de veiller au strict respect des spécifications techniques lors de la mise en œuvre du projet ;
- ☒ de mener une campagne de sensibilisation sur la gestion rationnelle de l'eau
- ☒ de sensibiliser la population sur la question d'hygiène.
- ☒ Respecter le temps de pompage défini par le projet.

IX. BIBLIOGRAPHIE

- [1] Ministère de l'Eau et de l'Environnement, « Programme National d'Approvisionnement en Eau potable 2016-2030 ». 2016.
- [2] Commune de Tenkodogo, « Plan communal de développement de la commune de Tenkodogo ». 2017.
- [3] INDS, « Institut National de la Statistique et de la Démographie ». 2006.
- [4] D. Zoungrana, « Cours d'Approvisionnement en Eau Potable ». 2003.
- [5] DIRECTION GENERALE DE L'URBANISME ET DES TRAVAUX FONCIERS, « SCHEMAS DIRECTEUR D'AMINAGEMENT ET URBANISME DE LA CITE ». 2019.
- [6] ONEA, « Rapport annuel d'exploitation de la DRNE 2018 ». 2018.
- [7] Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA), « Normes, Critères, et Indicateurs en matière d'Approvisionnement en Eau potable et d'Assainissement des Eaux Usées et Excréta. » 2016.
- [8] José VAZQUEZ, « HYDRAULIQUE GENERALE (Ecole Nationale du Génie de l'Eau de l'Environnement de Strasbourg) ».
- [9] Dr Lawani A MOUNIROU, « Essentiel de dimensionnement des ouvrages hydrauliques.pdf ». 2018.
- [10] Extrait du cours de M. Roland O. YONABA, « ADDUCTION D'EAU POTABLE, calcul des ouvrages constitutifs des réseau d'AEP ». 2015.
- [11] Dr Lawani A MOUNIROU, « Essentiel d'Hydraulique en Charge (EHC) ». 2017.
- [12] B. ACHOUR, A. BEDJAOU, « DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE PAR LA METHODE DU MODELE RUGUEUX DE REFERENCE (MMR) ». mars-2014.
- [13] Lewis A. Rossman, « Simulation Hydraulique et Qualité pour l les Réseaux d'Eaux sous Pression ». 2003.

X. ANNEXE

Annexe I : Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des fournitures et travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
I	FRAIS GENERAUX DU CHANTIER				
I.1	Installation et replis du chantier	FF	1	3 000 000	3 000 000
I.2	Etudes d'exécution de l'ensemble du projet et établissement de établissement des dossiers à exécuter	FF	1	500 000	500 000
I.3	Etablissement de plan de recollement	FF	1	500 000	500 000
SOUS TOTAL I					4 000 000
II	FOURNITURE ET DE POSE DES EQUIPEMENT DE PRODUCTION				
II.1	Forage				
II.1.1	Exécution et équipement du forage	U	5	4 000 000	20 000 000
II.1.2	Développement du forage	FF	5	500 000	2 500 000
II.1.3	Pompage par palier	FF	5	500 000	2 500 000
II.1.4	Pompage longue durée	FF	5	700 000	3 500 000
II.1.5	Analyse de l'eau	FF	5	75 000	375 000
II.1.6	Construction de la tête de forage	FF	5	150 000	750 000
II.2	Station de pompage				
II.2.1	Aménagement de terrain, construction de l'abri et clôture	FF	5	300 000	1 500 000
II.2.2	Fourniture et installation de pompe immergée	U	5	1 500 000	7 500 000
II.2.3	Branchement d'électricité sur le réseau SONABEL	FF	5	500 000	2 500 000
II.2.4	Fourniture et installation de pièces a la tête de forage: Tuyau galva, clapet anti retour, ventouse compteur, vanne d'isolement, manomètre et robinet de purge y compris raccordement à la pompe et au réseau de tuyau PVC	U	5	750 000	3 750 000
II.3	Conduite de refoulement				
	Fourniture et pose de conduite y compris fouille, fourniture et Pose de lit de sable, grillage avertisseur bleu, pièces spéciales et remblai				
II.3.1	Conduite en PVC DN 125 PN10	ML	354	8 500	3 009 000
II.3.2	Conduite en PVC DN 110 PN10	ML	813	7 500	6 097 500
II.3.3	Conduite en PVC DN 90 PN10	ML	344	6 500	2 236 000

N°	Désignation des fournitures et travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
II.3.4	Conduite en PVC DN 63 PN10	ML	1 498	5 750	8 613 500
II.3.2	Raccordement à la colonne d'alimentation du réservoir	FF	1	250 000	250 000
II.3.7	Fourniture et pose de ventouse et d'une vidange sur la conduite de refoulement	FF	1	825 000	825 000
SOUS TOTAL II					65 906 000
III	CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT DE CHÂTEAU D'EAU				
III.1	Aménagement de terrain, fourniture et pose de clôture	FF	1	700 000	700 000
III.2	Etude géotechnique pour la fondation du château	FF	1	850 000	850 000
III.3	Construction et montage d'un réservoir métallique cylindrique d'une capacité de 150 m3 y compris les dispositifs d'accès, l'ensemble de vidange, trop plein, l'ensemble des pièces de raccordement, béton armé,	U	1	40 000 000	40 000 000
III.4	Fourniture et pose de tuyau et raccords de la colonne d'alimentation	FF	1	100 000	100 000
III.5	Fourniture et pose d'un système de chloration (diffuseur pastilles aux dérivés chlorés)	FF	1	150 000	150 000
SOUS TOTAL III					41 800 000
IV	FOURNITURE ET DE POSE DES EQUIPEMENT DE DISTRIBUTION				
IV.1	Fourniture et pose de conduite y compris toutes sujétions				
IV.1.1	Conduite en PVC DN 200 PN10	ML	20	11 000	220 000
IV.1.2	Conduite en PVC DN 110 PN10	ML	1 192	7 500	8 940 000
IV.1.3	Conduite en PVC DN 90 PN10	ML	386	6 500	2 509 000
IV.1.4	Conduite en PVC DN 63 PN10	ML	10 302	5 750	59 236 500
IV.2	Fourniture et pose des pièces spéciales				
IV.2.1	TE égal à bride DN 200	U	1	200 000	200 000
IV.2.2	TE égal à bride DN 110	U	6	80 000	480 000
IV.2.3	TE égal à bride DN 90	U	5	60 000	300 000
IV.2.4	TE égal à bride DN 63	U	108	45 000	4 860 000
IV.2.5	Cône réducteur à bride DN 200/110	U	1	35 000	35 000
IV.2.6	Cône réducteur à bride DN 110/90	U	2	27 500	55 000
IV.2.7	Cône réducteur à bride DN 110/63	U	6	25 000	150 000
IV.2.8	Cône réducteur à bride DN 90/63	U	5	20 000	100 000

N°	Désignation des fournitures et travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
IV.2.9	Robinet vanne à opercule métallique DN200	U	1	90 000	90 000
IV.2.10	Robinet vanne à opercule métallique DN 110	U	6	75 000	450 000
IV.2.11	Robinet vanne à opercule métallique DN 90	U	8	65 000	520 000
IV.2.12	Robinet vanne à opercule métallique DN63	U	40	55 000	2 200 000
IV.2.13	Adaptateur à bride DN 200	U	1	20 000	20 000
IV.2.14	Adaptateur à bride DN 110	U	8	15 000	120 000
IV.2.15	Adaptateur à bride DN 90	U	8	12 500	100 000
IV.2.16	Adaptateur à bride DN 63	U	86	7 500	645 000
IV.2.17	Coude 1/4 DN 63	U	3	10 000	30 000
IV.2.18	Coude 1/8 DN 63	U	6	10 000	60 000
IV.2.19	Bouchon DN 63	U	2	750	1 500
IV.2.20	Autres (boulons, joints etc,,)	ens	1	100 000	100 000
SOUS TOTAL IV					10 516 500
V	OUVRAGES ANNEXES ET PRESTATIONS DIVERSES				
V.1	Ventouse sur conduite DN 110 sous regard	U	1	200 000	200 000
V.2	Ventouse sur conduite DN 63 sous regard	U	2	200 000	400 000
V.3	Vidange avec prise sur conduite DN 63	U	4	200 000	800 000
V.4	Fabrication et pose de bornes de signalisation	U	36	15 000	540 000
V.5	Construction du local d'exploitation (bureau, magasin, mur de clôture ,,,)	FF	1	15 000 000	15 000 000
V.6	Construction de latrines	FF	1	750 000	750 000
V.7	Essai d'étanchéité du château	FF	1	125 000	125 000
V.8	Rinçage et désinfection du réseau	ML	11 899	500	5 949 500
V.9	Epreuve de débit de tronçons et essai partiel et général du réseau	ML	11 899	700	8 329 300
SOUS TOTAL V					32 093 800
VI	EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUE				
VI.1	Fourniture, pose et raccordement de coffret étanche équipée de bornes de jonction pour les raccordement des câbles dans l'abri de la tête de forage	U	5	250 000	1 250 000
VI.2	câble électrodes de niveau à immersion permanente de 1*1,5 mm2 pour le pour le raccordement	ML	33	2 500	82 500

N°	Désignation des fournitures et travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
	des électrodes dans le forage à la boîte de raccordement dans l'abri tête de forage y compris toutes sujétions				
VI.3	Fourniture, pose et raccordement des sondes de détection de niveau	U	5	50 000	250 000
VI.4	Filerie et toutes sujétions pour la réalisation de l'installation électrique de locaux technique	ens	1	200 000	200 000
VI.5	Réglette LED 36 w	U	30	10 000	300 000
VI.6	Interrupteur SA	U	5	3 000	15 000
VI.7	Interrupteur DA	U	5	4 000	20 000
SOUS TOTAL VI					2 117 500
VII	NIES	FF	1	1 000 000	1 000 000
SOUS TOTAL VII					1 000 000
VIII	IMPREVU	FF	1	5 000 000	5 000 000
TOTAL HT - HD					162 433 800
TVA (18%)					29 238 084
TOTAL GENERAL TTC					191 672 684

Annexe II : Dimensionnement complet du réseau de distribution

N° Maille	tronçon	D_com [m]	L [m]	Q (m³/s)	V (m/s)	aL/D ^m	ΔHi (m)	ΔHi/Qi	δq (m³/s)	Q + δq (m³/s)	H _{amont} (m)	H _{aval} (m)	Z _{aval} (m)	P _{aval} (bar)
I	1_2	0,0994	210,1	0,0027	0,3521	16010,46	0,301	110,035	0,00E+00	0,0027	367,2	366,9	350,64	1,59
	2_3	0,057	155,7	0,0018	0,6917	178102,11	1,489	843,538	0,00E+00	0,0018	366,9	365,41	349,8	1,53
	26_3	0,057	282,87	0,0002	0,0664	323569,32	0,035	208,059	0,00E+00	0,0002	365,37	365,34	349,8	1,52
	25_26	0,0994	191,5	-0,0059	-0,7615	14593,07	-1,143	193,503	0,00E+00	-0,0059	366,52	365,37	348,5	1,65
	1_25	0,0994	70,27	-0,0077	-0,9894	5354,86	-0,681	88,746	0,00E+00	-0,0077	367,2	366,52	348,65	1,75
							0,00E+00	1443,881						
II	3_4	0,057	228,8	0,0013	0,5117	261719,73	1,252	958,79	0,00E+00	0,0013	365,41	364,16	348,08	1,58
	27_4	0,057	279,9	-0,0006	-0,2196	320172	-0,32	570,432	0,00E+00	-0,0006	364,47	364,16	348,08	1,58
	26_27	0,0994	186,2	-0,0053	-0,6782	14189,19	-0,897	170,456	0,00E+00	-0,0053	365,37	364,47	346,8	1,73
	26_3	0,057	282,87	-0,0002	-0,0664	323569,32	-0,035	208,059	0,00E+00	-0,0002	365,37	365,34	349,8	1,52
							0,00E+00	1907,737						
III	4_5	0,057	182,7	0,0016	0,6098	208986,87	1,383	888,979	0,00E+00	0,0016	364,16	362,77	346,2	1,62
	28_5	0,057	283,4	0,0001	0,0216	324175,58	0,004	80,199	0,00E+00	0,0001	362,77	362,76	346,2	1,62
	27_28	0,0814	229,5	-0,0039	-0,756	46278,37	-1,707	433,92	0,00E+00	-0,0039	364,47	362,77	344,6	1,78
	27_4	0,057	279,9	0,0006	0,2196	320172	0,32	570,432	0,00E+00	0,0006	364,47	364,16	348,08	1,58
							0,00E+00	1973,529						
IV	5_6	0,057	206,5	0,0012	0,4706	236211,21	0,967	805,72	0,00E+00	0,0012	362,77	361,8	343,4	1,8
	29_6	0,057	280	-0,0003	-0,1224	320286,39	-0,108	346,837	0,00E+00	-0,0003	361,91	361,8	343,4	1,81
	28_29	0,0814	159,3	-0,0033	-0,6338	32122,64	-0,855	259,155	0,00E+00	-0,0033	362,77	361,91	342,8	1,87
	28_5	0,057	283,4	-0,0001	-0,0216	324175,58	-0,004	80,199	0,00E+00	-0,0001	362,77	362,76	346,2	1,62
							0,00E+00	1491,911						
V	6_7	0,057	144,4	0,0012	0,4871	165176,27	0,721	580,293	0,00E+00	0,0012	361,8	361,08	341,8	1,89

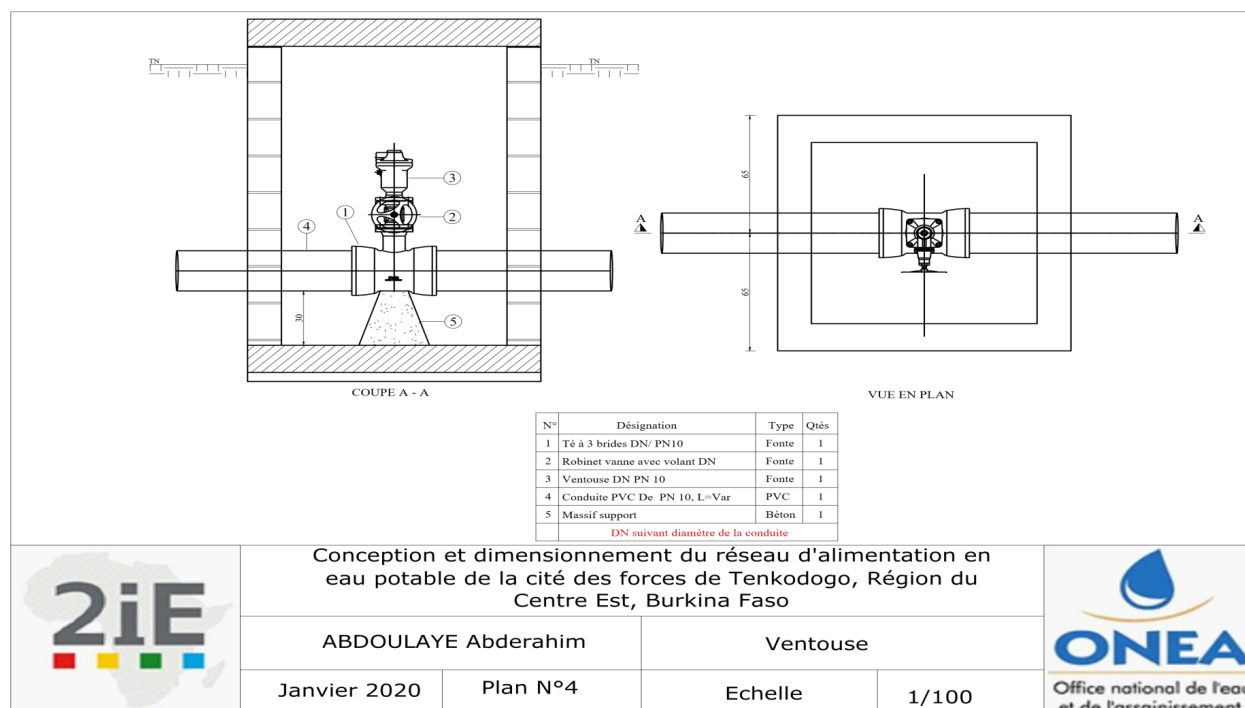
N° Maille	tronçon	D_com [m]	L [m]	Q (m³/s)	V (m/s)	aL/D ^m	ΔHi (m)	ΔHi/Qi	δq (m³/s)	Q + δq (m³/s)	H _{amont} (m)	H _{aval} (m)	Z _{aval} (m)	P _{aval} (bar)
	30_7	0,057	280,4	-0,0005	-0,2124	320743,94	-0,301	555,445	0,00E+00	-0,0005	361,38	361,08	341,8	1,89
	29_30	0,0814	144,9	-0,0027	-0,5146	29218,89	-0,529	197,407	0,00E+00	-0,0027	361,91	361,38	341	2
	29_6	0,057	280	0,0003	0,1224	320286,39	0,108	346,837	0,00E+00	0,0003	361,91	361,8	343,4	1,81
							0,00E+00	1679,983						
VI	7_8	0,057	126,5	0,0015	0,6015	144700,81	0,934	608,437	0,00E+00	0,0015	361,08	360,15	340,5	1,93
	8_31	0,057	297,1	0,0004	0,1669	339846,73	0,204	479,215	0,00E+00	0,0004	360,15	359,95	338,4	2,11
	30_31	0,057	225	-0,0014	-0,5567	257372,99	-1,439	1013,025	0,00E+00	-0,0014	361,38	359,95	338,4	2,11
	30_7	0,057	280,4	0,0005	0,2124	320743,94	0,301	555,445	0,00E+00	0,0005	361,38	361,08	341,8	1,89
							0,00E+00	2656,122						
VII	8_9	0,057	351	0,0008	0,3014	401501,86	0,721	937,084	8,31E-20	0,0008	360,15	359,43	335,22	2,37
	9_32	0,057	280,8	0,0001	0,0212	321201,49	0,004	78,177	8,31E-20	0,0001	359,43	359,42	335,28	2,37
	31_32	0,057	252,4	-0,0008	-0,3023	288715,3	-0,521	675,446	8,31E-20	-0,0008	359,95	359,42	335,28	2,37
	8_31	0,057	297,1	-0,0004	-0,1669	339846,73	-0,204	479,215	8,31E-20	-0,0004	360,15	359,95	338,4	2,11
							-3,61E-16	2169,922						
VIII	9_10	0,057	179,2	0,0003	0,1352	204983,29	0,083	241,636	-1,92E-20	0,0003	359,43	359,34	333,1	2,57
	10_11	0,057	246	0,0002	0,0647	281394,47	0,029	176,956	-1,92E-20	0,0002	359,34	359,32	332,2	2,66
	32_11	0,057	265,8	-0,0003	-0,1259	304043,29	-0,108	337,249	-1,92E-20	-0,0003	359,42	359,32	332,2	2,66
	9_32	0,057	280,8	-0,0001	-0,0212	321201,49	-0,004	78,177	-1,92E-20	-0,0001	359,43	359,42	335,28	2,37
							3,21E-17	834,018						
IX	11_12	0,057	215,7	0,0002	0,0652	246734,91	0,026	156,158	0,00E+00	0,0002	359,34	359,29	335,4	2,34
	13_12	0,057	227,6	-0,0004	-0,1514	260347,08	-0,13	337,845	0,00E+00	-0,0004	359,42	359,29	335,4	2,34
	32_13	0,057	184,9	-0,0001	-0,0252	211503,4	-0,004	59,543	0,00E+00	-0,0001	359,42	359,42	336,4	2,26
	32_11	0,057	265,8	0,0003	0,1259	304043,29	0,108	337,249	0,00E+00	0,0003	359,42	359,32	332,2	2,66

N° Maille	tronçon	D_com [m]	L [m]	Q (m³/s)	V (m/s)	aL/D ^m	ΔHi (m)	ΔHi/Qi	δq (m³/s)	Q + δq (m³/s)	H _{amont} (m)	H _{aval} (m)	Z _{aval} (m)	P _{aval} (bar)
							0,00E+00	890,795						
X	14_13	0,057	180,2	-0,0006	-0,2241	206127,17	-0,214	373,765	6,51E-21	-0,0006	359,63	359,42	336,4	2,26
	31_14	0,057	216,1	-0,0006	-0,2488	247192,46	-0,311	489,918	6,51E-21	-0,0006	359,95	359,63	337,2	2,2
	31_32	0,057	252,4	0,0008	0,3023	288715,3	0,521	675,446	6,51E-21	0,0008	359,95	359,42	335,28	2,37
	32_13	0,057	184,9	0,0001	0,0252	211503,4	0,004	59,543	6,51E-21	0,0001	359,42	359,42	336,4	2,26
							-2,08E-17	1598,672						
XI	15_16	0,057	372,6	-0,0005	-0,1911	426209,67	-0,329	674,493	0,00E+00	-0,0005	359,61	359,28	337,4	2,15
	16_12	0,057	160,8	-0,0002	-0,097	183935,9	-0,04	163,381	0,00E+00	-0,0002	359,28	359,24	335,4	2,34
	13_12	0,057	227,6	0,0004	0,1514	260347,08	0,13	337,845	0,00E+00	0,0004	359,42	359,29	335,4	2,34
	14_13	0,057	180,2	0,0006	0,2241	206127,17	0,214	373,765	0,00E+00	0,0006	359,63	359,42	336,4	2,26
	14_15	0,057	167	0,0002	0,0733	191027,95	0,025	133,67	0,00E+00	0,0002	359,63	359,61	339,4	1,98
							0,00E+00	1683,154						
XII	17_15	0,057	411,9	-0,0011	-0,429	471164,15	-1,626	1485,257	0,00E+00	-0,0011	361,28	359,66	339,4	1,99
	14_15	0,057	167	-0,0002	-0,0733	191027,95	-0,025	133,67	0,00E+00	-0,0002	359,63	359,61	339,4	1,98
	31_14	0,057	216,1	0,0006	0,2488	247192,46	0,311	489,918	0,00E+00	0,0006	359,95	359,63	337,2	2,2
	30_31	0,057	225	0,0014	0,5567	257372,99	1,439	1013,025	0,00E+00	0,0014	361,38	359,95	338,4	2,11
	30_17	0,057	251,4	-0,0003	-0,1237	287571,42	-0,099	314,335	0,00E+00	-0,0003	361,38	361,28	340,6	2,03
							0,00E+00	3436,204						
XIII	18_17	0,057	148,6	-0,0011	-0,4463	169980,56	-0,631	554,227	3,27E-21	-0,0011	361,92	361,28	340,6	2,03
	30_17	0,057	251,4	0,0003	0,1237	287571,42	0,099	314,335	3,27E-21	0,0003	361,38	361,28	340,6	2,03
	29_30	0,0814	144,9	0,0027	0,5146	29218,89	0,529	197,407	3,27E-21	0,0027	361,91	361,38	341	2
	18_29	0,057	228,2	0,0001	0,0205	261033,41	0,003	61,707	3,27E-21	0,0001	361,92	361,91	342,8	1,87
							-7,37E-18	1127,677						

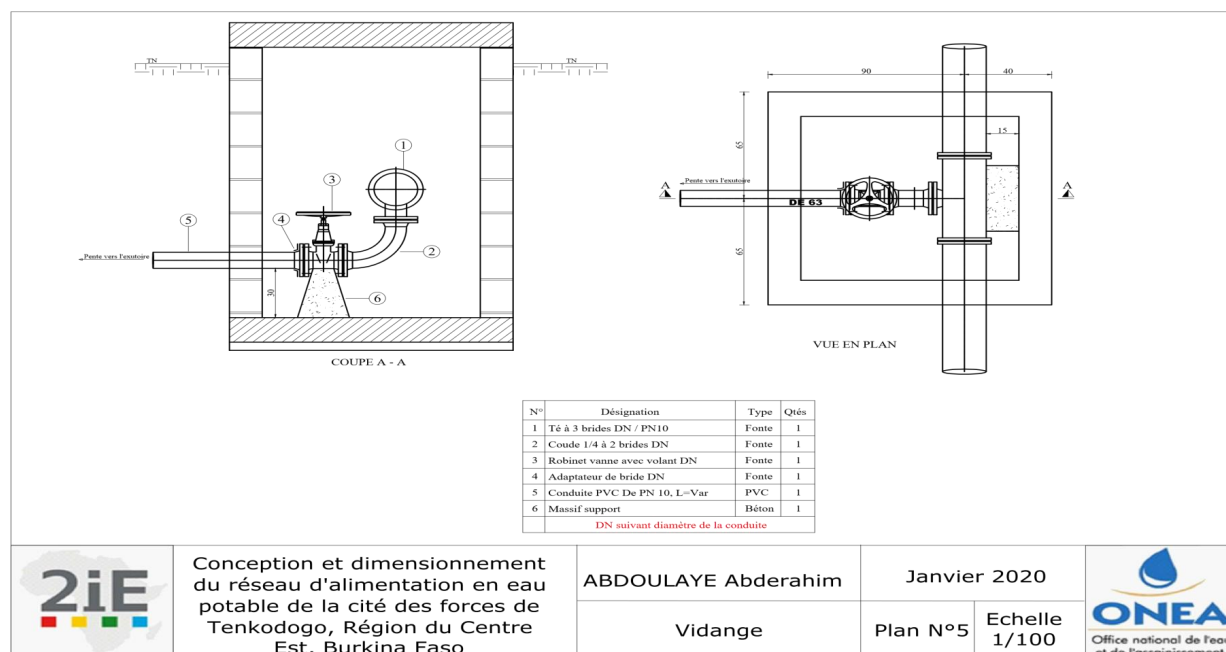
N° Maille	tronçon	D_com [m]	L [m]	Q (m³/s)	V (m/s)	aL/D ^m	ΔHi (m)	ΔHi/Qi	δq (m³/s)	Q + δq (m³/s)	H _{amont} (m)	H _{aval} (m)	Z _{aval} (m)	P _{aval} (bar)
XIV	19_18	0,057	120,7	-0,0014	-0,5569	138066,31	-0,773	543,662	0,00E+00	-0,0014	362,69	361,92	342,18	1,93
	18_29	0,057	228,2	-0,0001	-0,0205	261033,41	-0,003	61,707	0,00E+00	-0,0001	361,92	361,91	342,8	1,87
	28_29	0,0814	159,3	0,0033	0,6338	32122,64	0,855	259,155	0,00E+00	0,0033	362,77	361,91	342,8	1,87
	28_19	0,057	231,5	-0,0003	-0,1143	264808,21	-0,079	270,453	0,00E+00	-0,0003	362,77	362,69	343,2	1,91
							0,00E+00	1134,977						
XV	20_19	0,057	268,7	-0,0014	-0,5485	307360,54	-1,672	1194,615	0,00E+00	-0,0014	364,36	362,69	343,2	1,91
	28_19	0,057	231,5	0,0003	0,1143	264808,21	0,079	270,453	0,00E+00	0,0003	362,77	362,69	343,2	1,91
	27_28	0,0814	229,5	0,0039	0,756	46278,37	1,707	433,92	0,00E+00	0,0039	364,47	362,77	344,6	1,78
	20_27	0,057	229,2	-0,0004	-0,1403	262177,29	-0,114	318,874	0,00E+00	-0,0004	364,36	364,25	346,8	1,71
							0,00E+00	2217,861						
XVI	21_20	0,057	150,1	-0,0013	-0,5219	171696,38	-0,852	639,634	0,00E+00	-0,0013	365,21	364,36	346,17	1,78
	20_27	0,057	229,2	0,0004	0,1403	262177,29	0,114	318,874	0,00E+00	0,0004	364,36	364,25	346,8	1,71
	26_27	0,0994	186,2	0,0053	0,6782	14189,19	0,897	170,456	0,00E+00	0,0053	365,37	364,47	346,8	1,73
	26_21	0,057	231,8	-0,0004	-0,167	265151,37	-0,159	374,13	0,00E+00	-0,0004	365,37	365,21	347,3	1,76
							0,00E+00	1503,094						
XVII	22_21	0,057	221,8	-0,0012	-0,4607	253712,57	-0,999	849,923	-2,06E-19	-0,0012	366,21	365,21	347,3	1,76
	26_21	0,057	231,8	0,0004	0,167	265151,37	0,159	374,13	-2,06E-19	0,0004	365,37	365,21	347,3	1,76
	25_26	0,0994	191,5	0,0059	0,7615	14593,07	1,143	193,503	-2,06E-19	0,0059	366,52	365,37	348,5	1,65
	25_22	0,0814	229,7	-0,0015	-0,2975	46318,7	-0,304	196,195	-2,06E-19	-0,0015	366,52	366,21	346,65	1,92
							6,66E-16	1613,75						
XVIII	2_24	0,057	378,3	-0,0006	-0,2498	432729,79	-0,548	860,436	0,00E+00	-0,0006	366,9	366,35	350	1,6
	24_23	0,057	388,1	-0,0003	-0,1165	443939,81	-0,137	460,999	0,00E+00	-0,0003	366,35	366,21	345,4	2,04
	22_23	0,057	328,2	0	0,0089	375421,4	0,001	43,523	0,00E+00	0	366,21	366,21	345,4	2,04

N° Maille	tronçon	D _{com} [m]	L [m]	Q (m ³ /s)	V (m/s)	aL/D ^m	ΔHi (m)	ΔHi/Qi	δq (m ³ /s)	Q + δq (m ³ /s)	H _{amont} (m)	H _{aval} (m)	Z _{aval} (m)	P _{aval} (bar)
	25_22	0,0814	229,7	0,0015	0,2975	46318,7	0,304	196,195	0,00E+00	0,0015	366,52	366,21	346,65	1,92
	1_25	0,0994	70,27	0,0077	0,9894	5354,86	0,681	88,746	0,00E+00	0,0077	367,2	366,52	348,65	1,75
	1_2	0,0994	210,1	-0,0027	-0,3521	16010,46	-0,301	110,035	0,00E+00	-0,0027	367,2	366,9	350,64	1,59
							0,00E+00	1759,934						

Annexe III : Ventouse

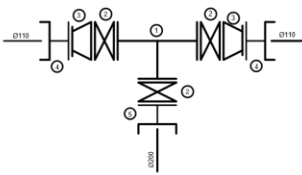
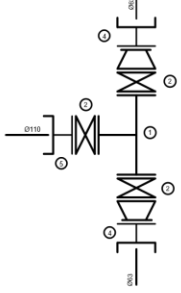
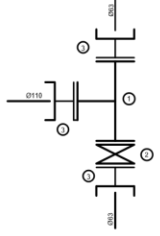
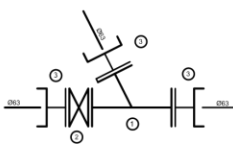


Annexe IV : Vidange



Annexe VI : Carnet de Nœuds

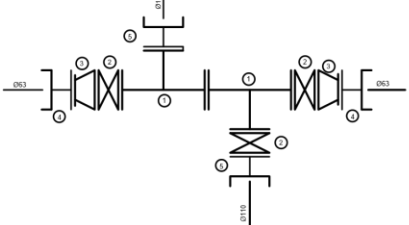
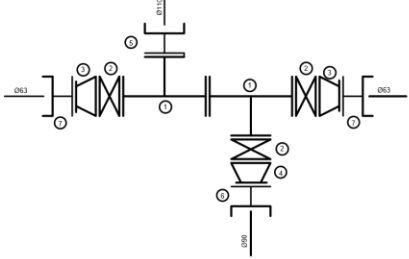
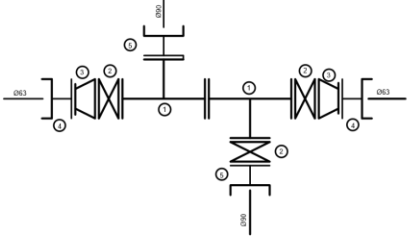
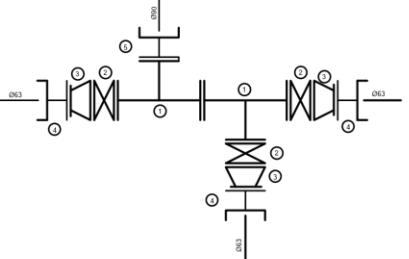
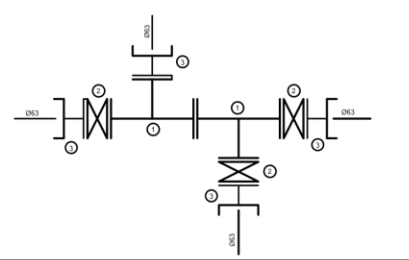
❖ Réseau de distribution

Carnet de Nœuds				
Noeuds	schéma	N°	Nomenclature	Nombre
N1		○	Té à 3B DN 200	1
		○	vanne à opercule DN 200	3
		○	Cône reducteur DN 200/100	2
		○	Adaptateur DN 110	2
		○	Adaptateur DN 200	1
N2		○	Té à 3B DN 100	1
		○	vanne à opercule DN 100	3
		○	Cône reducteur DN 100/60	2
		○	Adaptateur DN 63	2
		○	Adaptateur DN 110	1
N3,N4 N5,N6 N7,N8 N9,N15 N13,N14 N17,N18 N19,N20 N21,N33		○	Té à 3B DN 60	1
		○	vanne à opercule DN 60	1
		○	Adaptateur DN 63	2
N11		○	Té à 3B DN 60	1
		○	vanne à opercule DN 60	1
		○	Adaptateur DN 63	3

	Conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la cité des forces de Tenkodogo, Région du Centre Est, Burkina Faso			
	ABDOULAYE Abderahim		Janvier 2020	
	Carnet de Noeuds	Plan N°2	Ech : 1/100	

Carnet de Noeuds				
Noeuds	schéma	N°	Nomenclature	Nombre
N22		①	Té à 3B DN 80	1
		②	vanne à opercule DN 80	2
		③	Cône reducteur DN 80/60	2
		④	Adaptateur DN 63	2
		⑤	Adaptateur DN 90	1
N23, N34		①	Coude à bride 90° DN 80	1
		②	vanne à opercule DN 80	1
		③	Cône reducteur DN 80/60	1
		④	Adaptateur DN 63	1
		⑤	Adaptateur DN 90	1
N24		①	Coude à bride 45° DN 60	1
		②	Adaptateur DN 63	2
N25		①	Té à 3B DN 100	1
		②	vanne à opercule DN 100	2
		③	Cône reducteur DN 100/80	1
		④	Adaptateur DN 90	1
		⑤	Adaptateur DN 110	2

	Conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la cité des forces de Tenkodogo, Région du Centre Est, Burkina Faso			
	ABDOULAYE Abderahim	Janvier 2020		
	Carnet de Noeuds	Plan N°2	Ech : 1/100	

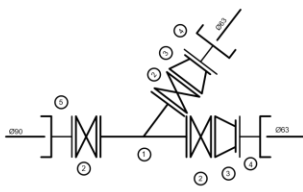
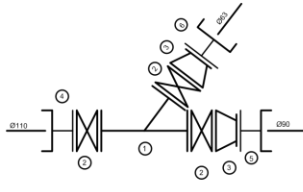
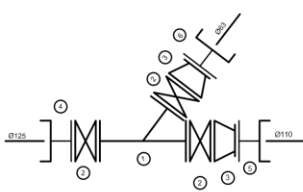
Carnet de Noeuds				
Noeuds	schéma	N°	Nomenclature	Nombre
N26		○	Té à 3B DN 100	2
		○	vanne à opercule DN 100	3
		○	Cône reducteur DN 100/60	2
		○	Adaptateur DN 110	2
		○	Adaptateur DN 63	2
N27		○	Té à 3B DN 100	2
		○	vanne à opercule DN 100	3
		○	Cône reducteur DN 100/60	2
		○	Cône reducteur DN 100/80	1
		○	Adaptateur DN 110	1
		○	Adaptateur DN 90	1
		○	Adaptateur DN 63	2
N28, N29		○	Té à 3B DN 80	2
		○	vanne à opercule DN 80	3
		○	Cône reducteur DN 80/60	2
		○	Adaptateur DN 90	2
		○	Adaptateur DN 63	2
N30		○	Té à 3B DN 80	2
		○	vanne à opercule DN 80	3
		○	Cône reducteur DN 80/60	3
		○	Adaptateur DN 90	1
		○	Adaptateur DN 63	3
N31, N32, N12		○	Té à 3B DN 63	2
		○	vanne à opercule DN 60	3
		○	Adaptateur DN 63	4

	Conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la cité des forces de Tenkodogo, Région du Centre Est, Burkina Faso		
	ABDOULAYE Abderahim	Janvier 2020	
	Carnet de Noeuds	Plan N°2	Ech: 1/100



Office national de l'eau et de l'assainissement

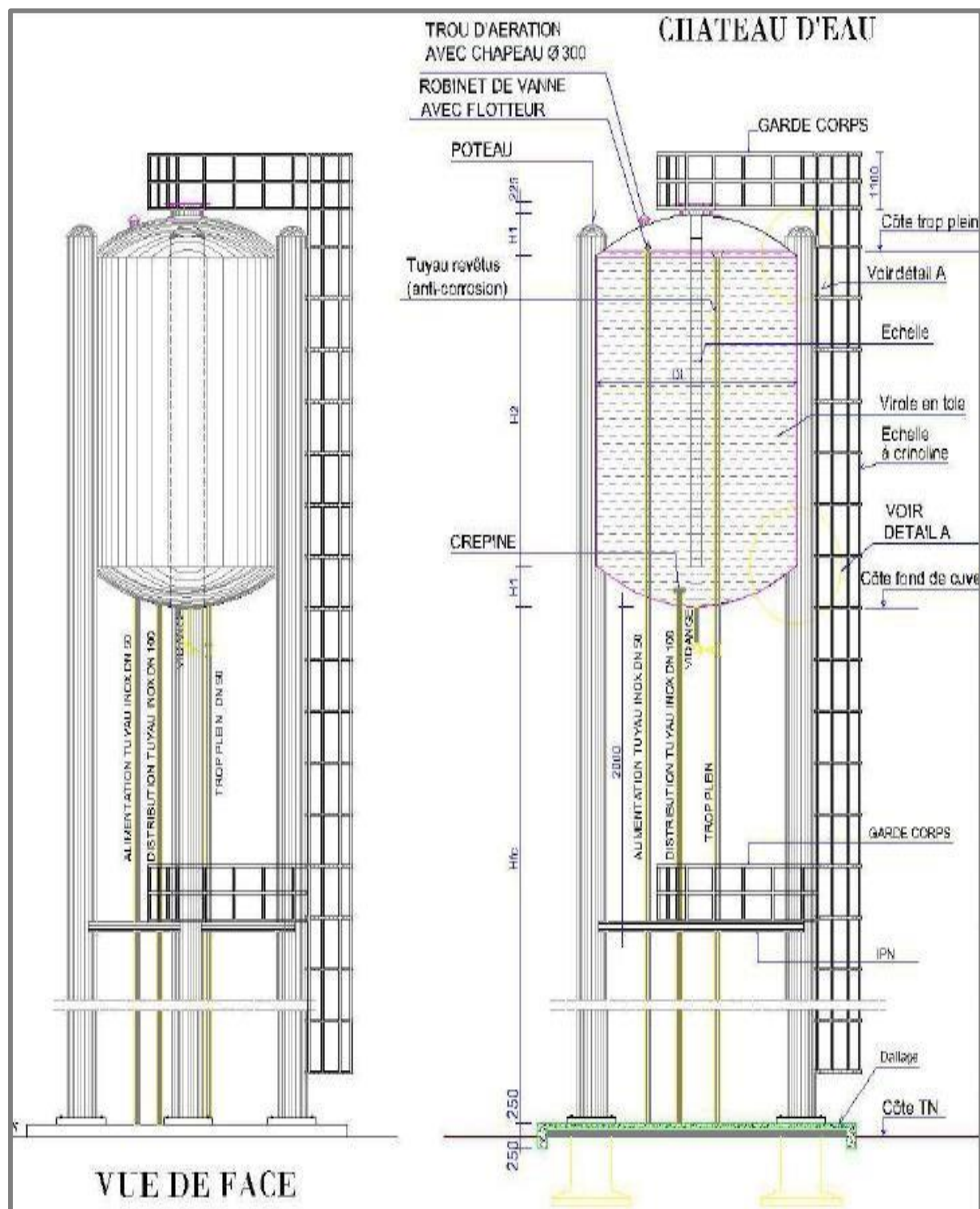
❖ Réseau d'adduction

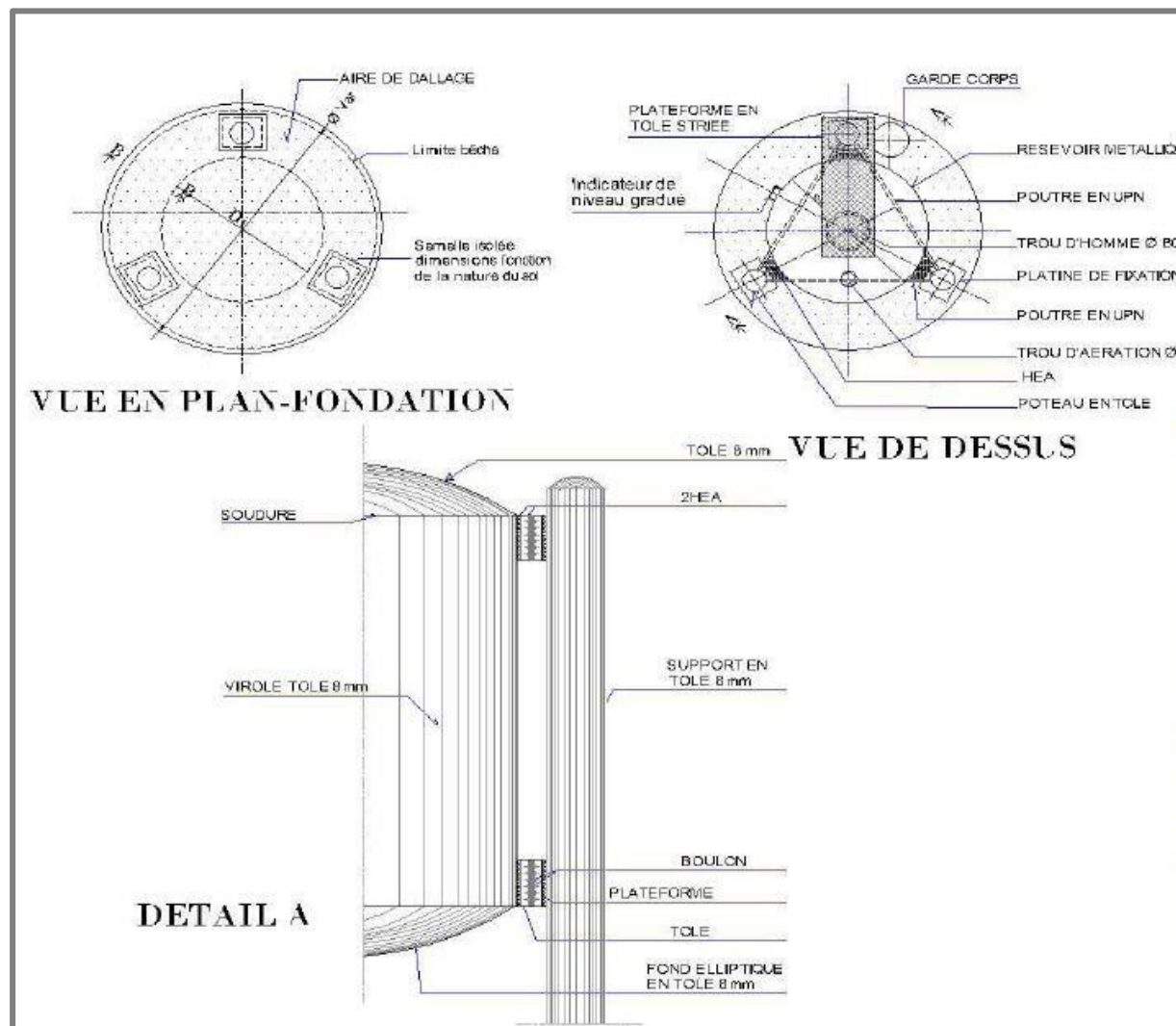
Carnet de Noeuds				
Noeuds	schéma	N°	Nomenclature	Nombre
N I		①	Té à 3B DN 80	1
		②	vanne à opercule DN 80	3
		③	Cône reducteur DN 80/60	2
		④	Adaptateur DN 63	2
		⑤	Adaptateur DN 90	1
N J ; N K		①	Té à 3B DN 100	1
		②	vanne à opercule DN 100	3
		③	Cône reducteur DN 100/80	2
		④	Adaptateur DN 110	1
		⑤	Adaptateur DN 90	1
		⑥	Adaptateur DN 63	1
N L		①	Té à 3B DN 125	1
		②	vanne à opercule DN 125	3
		③	Cône reducteur DN 125/100	2
		④	Adaptateur DN 125	1
		⑤	Adaptateur DN 110	1
		⑥	Adaptateur DN 63	1

	Conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la cité des forces de Tenkodogo, Région du Centre Est, Burkina Faso		
	ABDOULAYE Abderahim	Janvier 2020	
	Carnet de Noeuds	Plan N°2	Ech : 1/100


Office national de l'eau et de l'assainissement

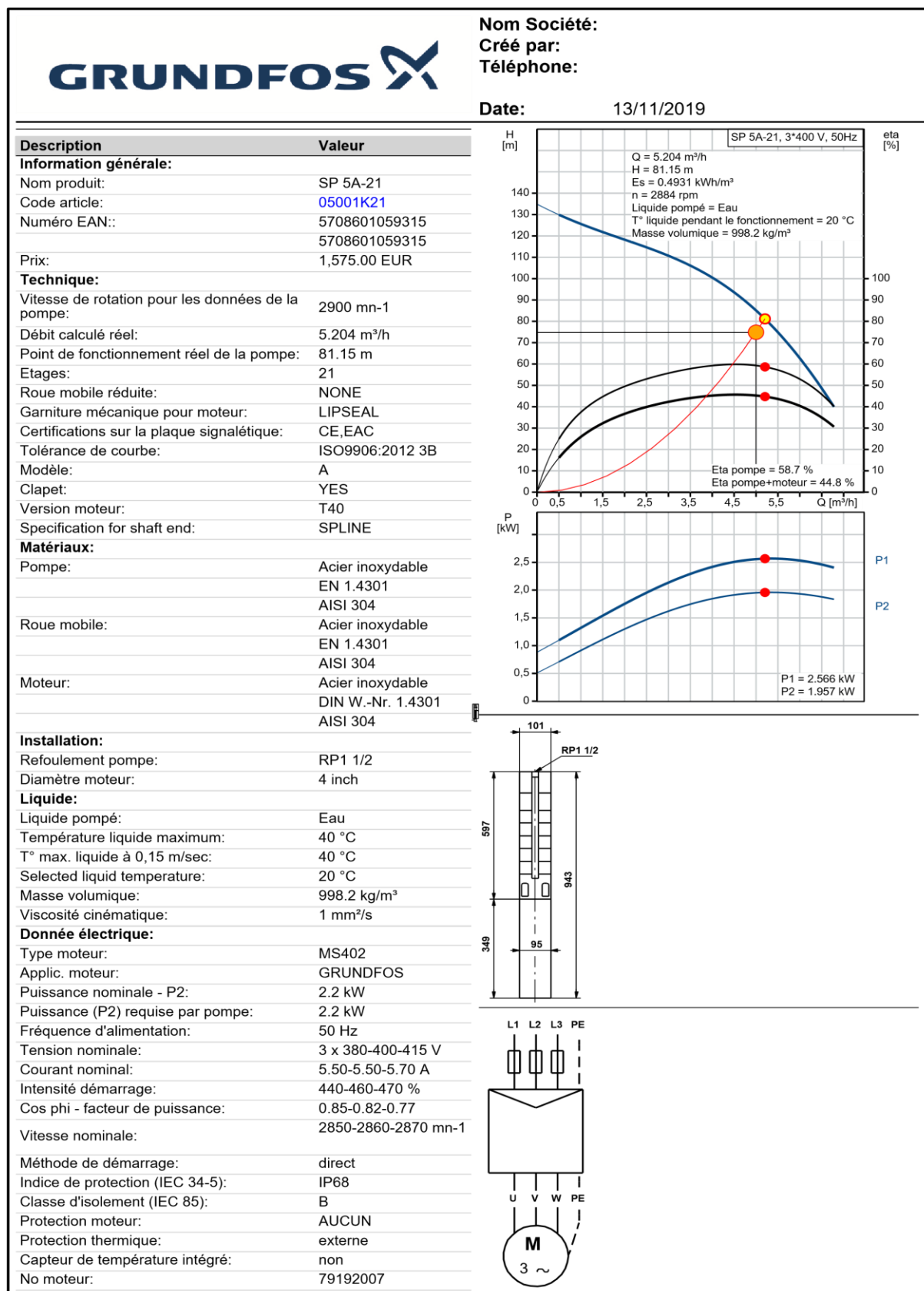
Annexe VII : Château d'eau





Annexe VIII : Caractéristiques des pompes

▪ SP 5A – 21



Annexe IX : Plan du réseau